

UNIVERSITE DE SHERBROOKE
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE
L'EROSION DES
SOLS COHESIFS INTACTS

Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées

Spécialité : génie civil

Serge DOUVILLE

Sherbrooke, Québec

Canada

Novembre 1981

A MA FEMME HELENE, POUR SON ENCOURAGEMENT ET SA
PATIENCE,

A MA FILLE GENEVIEVE,

A MA MERE, POUR SON EXEMPLE DE COURAGE ET DE
TENACITE.

SOMMAIRE

Les glissements de terrain et coulées le long des rives d'argiles sont un facteur important de leur évolution et sont généralement reliés à l'érosion du pied du talus par la rivière. L'activité humaine près des cours d'eau est de nature à accélérer et déplacer ce processus d'érosion. La connaissance des critères d'érosion d'un sol cohésif est importante pour le design de canaux stables et le contrôle des rives dans l'estuaire d'un cours d'eau. Actuellement, très peu d'information est disponible et appropriée pour juger de la susceptibilité à l'érosion d'un sol cohésif intact de l'est du Canada.

Un programme de recherche est en cours à l'Université de Sherbrooke sur la susceptibilité à l'érosion des argiles sensibles du Canada. Dû au manque de procédure d'essai d'érosion standard sur des sols cohésifs intacts et saturés, deux (2) nouvelles techniques d'essai ont été élaborées. D'une part, des expériences d'érosion sont conduites sur des échantillons d'argiles intacts assemblés en fond de canal de laboratoire, et d'autre part, un écoulement est forcé par une forure de 6,35 mm de diamètre, faite dans divers échantillons d'argiles intacts. Dans les deux (2) cas les mêmes mécanismes d'érosion sont observés: une érosion de surface et une érosion de masse. L'érosion de surface est constituée de particules granulaires exposées et de particules

d'argile agglomérées en provenance de la zone remaniée lors de la préparation des échantillons. L'érosion de masse s'effectue par des détachements dus aux plans ou zones de faiblesse. Dans toutes les expériences les particules d'argile en provenance de la zone intacte paraissaient très résistantes à l'érosion dû à leur forte cohésion.

En nature l'érosion de surface serait reliée à la cohésion donnée par la microstructure argileuse, à la micro-rugosité et aux forces abrasives d'un écoulement. L'érosion de masse serait plutôt reliée au réseau de discontinuités donné par la macrostructure argileuse, à la macrorugosité et à la durée de l'écoulement.

Les essais en fond de canal semblent appropriés à l'étude des paramètres qui contrôlent l'érosion de masse. L'essai d'écoulement par une forure est plutôt approprié à l'étude des paramètres qui contrôlent l'érosion de surface.

REMERCIEMENTS

Je désire adresser mes plus sincères remerciements aux professeurs Guy Lefebvre et Karol Rohan, directeurs conjoints de ce mémoire, pour leur aide et leurs conseils durant ma recherche.

Je tiens aussi à remercier les techniciens des laboratoires d'hydraulique, de mécanique des sols et de mécanique spécialisée qui ont participé à la fabrication des montages expérimentaux, et plus particulièrement Gérard Cloutier, Marc Fillion, Claude Poulin, Clément Reynolds et Martin Routhier.

Merci également à Jacques Locat, alors étudiant au doctorat, pour toutes les discussions intéressantes et d'esprit critique que nous avons eues sur mon sujet de recherche.

Finalement, je remercie Mme Lorraine Lemieux pour son excellent travail de dactylographie et MM. Richard Joubert et Alain Bigonnesse pour la qualité des illustrations.

TABLE DES MATIERES

	Page
SOMMAIRE	ii
REMERCIEMENTS	iv
TABLE DES MATIERES	v
LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX	viii
INTRODUCTION	0.1
1. REVUE DE LA LITTERATURE	1.1
1.1 Observations in situ	1.1
1.2 Travaux expérimentaux sur des sols cohésifs intacts ou peu dérangés	1.12
1.3 Travaux expérimentaux sur des sols cohésifs remaniés, avec ou sans traitement	1.21
1.3.1 Canal de laboratoire	1.22
1.3.2 Jet submergé	1.29
1.3.3 Cylindre rotatif	1.32
1.3.4 Argiles dispersives et "Pinhole Test"	1.42
1.3.5 Viscosimètre et dispersion	1.49
1.3.6 Ecoulement par un tube et par un tunnel	1.49
1.4 Commentaires sur la revue de la littérature	1.52
2. ANALYSE DU PHENOMENE	2.1
2.1 Forces internes, cohésives	2.1
2.1.1 Minéralogie de la fraction argileuse	2.2
2.1.2 Microstructure argileuse	2.3
2.1.3 Macrostructure argileuse	2.5
2.1.4 Environnement immédiat	2.5
2.2 Forces externes, érosives	2.6
2.2.1 Force tractrice	2.6
2.2.2 Force abrasive	2.10
2.3 Hypothèses sur les mécanismes d'érosion	2.10
2.4 Limites de l'étude expérimentale	2.12
3. MONTAGES ET ESSAIS EXPERIMENTAUX	3.1
3.1 Canal de laboratoire	3.1

	Page
3.1.1 Description de l'installation hydraulique	3.2
3.1.2 Analyse de l'écoulement	3.3
3.1.3 Installation de l'échantillon	3.4
3.1.4 Préparation des échantillons	3.6
3.1.5 Déroulement des essais	3.7
3.1.6 Calcul de la force tractrice	3.7
3.1.6.1 Selon la pente d'énergie	3.7
3.1.6.2 Selon la distribution des vitesses	3.14
3.1.7 Programme des essais	3.14
3.2 Ecoulement par une forure	3.15
3.2.1 Description de l'installation hydraulique	3.16
3.2.2 Installation de l'échantillon	3.19
3.2.3 Bac de sédimentation	3.19
3.2.4 Analyse de l'écoulement	3.24
3.2.5 Analyse de l'arrachement des particules fines	3.24
3.2.6 Préparation des échantillons	3.26
3.2.7 Déroulement des essais	3.28
3.2.8 Calcul de la force tractrice	3.29
3.2.8.1 Perte de charge dans la forure	3.30
3.2.8.2 Quantité de mouvement	3.36
3.2.8.3 Correction pour la paroi érodée	3.37
3.2.8.4 Rugosité relative de la forure	3.30
3.2.9 Programme des essais	3.42
4. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS	4.1
4.1 Canal de laboratoire	4.1
4.1.1 Argiles utilisées	4.1
4.1.2 Caractéristiques des écoulements établis	4.2
4.1.3 Observations sur les échantillons	4.6
4.1.3.1 Essai 1	4.9
4.1.3.2 Essai 2	4.9
4.1.3.3 Essai 3	4.11
4.1.3.4 Essai 4	4.13
4.1.3.5 Essai 5	4.14
4.1.4 Interprétation des résultats	4.15
4.2 Ecoulement par une forure	4.18

	Page
4.2.1 Argiles utilisées	4.19
4.2.2 Influence de l'immersion	4.21
4.2.2.1 Propriétés géochimiques	4.22
4.2.2.2 Propriétés géotechniques	4.26
4.2.3 Caractéristiques des écoulements établis	4.27
4.2.4 Force tractrice et arrachements recueillis	4.28
4.2.4.1 Argile de Broadback	4.30
4.2.4.2 Argile de Grande-Baleine	4.35
4.2.4.3 Argile de St-Barnabé	4.40
4.2.5 Arrachement des particules fines	4.41
4.2.6 Observations sur la forure érodée	4.50
4.2.6.1 Formes de dégradation	4.51
4.2.6.2 Rugosité relative de la forure	4.54
4.2.7 "Pinhole Tests"	4.68
4.3 Parallèle entre les deux installations expérimentales	4.76
5. DISCUSSION ET CONCLUSION	5.1
5.1 Résistance à l'érosion de nos argiles intactes saturées	5.1
5.2 Initiation de l'érosion d'une argile intacte saturée	5.3
5.3 Validité des montages expérimentaux utilisés	5.6
5.4 Suggestions pour la poursuite des études	5.7
APPENDICES	
A. Désagrégation par immersion de l'argile intacte saturée	A.1
B. Document photographique	B.1
C. Liste des abréviations et symboles	C.1
BIBLIOGRAPHIE	Bi.1

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

	Page
Figure 1.1 Force tractrice moyenne critique reliée à la dimension du grain	1.8
Figure 1.2 Stabilité de canaux naturels reliée à la perméabilité, à la force tractrice et à la résistance en compression non-confinée et non-drainée.	1.11
Figure 1.3 Influence de la dimension du bloc au et de la cohésion sur la vitesse d'érosion. . .	1.13
Figure 1.4 Baril d'essai utilisé par Thomas et Enger (1960).	1.17
Figure 1.5 Installation expérimentale du jet submergé et mécanisme de calibration	1.31
Figure 1.6 Installation expérimentale du cylindre rotatif	1.33
Figure 1.7 Force tractrice reliée à la teneur en eau et à la résistance au scissomètre . .	1.35
Figure 1.8 Relation entre le taux d'érosion et la force tractrice pour différents SAR . . .	1.37
Figure 1.9 Relation entre la force tractrice critique et le SAR pour différentes concentrations de l'électrolyte dans le fluide interstitiel.	1.37
Figure 1.10 Relation entre la force tractrice et la concentration du fluide érodant	1.38
Figure 1.11 Relation entre la force tractrice critique et SAR pour différents types d'argile.	1.38
Figure 1.12 Taux d'érosion en fonction de la force tractrice pour une argile kaolinite à trois valeurs de pH	1.40
Figure 1.13 Relation entre la force tractrice critique et la capacité d'échange en cations	1.41

Figure 1.14	Sommaire de la corrélation établie entre la chimie de l'eau interstitielle et le comportement de cette argile dans les ouvrages en terre.	1.43
Figure 1.15	Installation expérimentale du "Pinhole Test" et le détail de la section contenant l'échantillon.	1.45
Figure 1.16	Sommaire de la relation entre la chimie de l'eau interstitielle et dispersion évaluée au "Pinhole Test"	1.47
Figure 1.17	Rhéogramme d'une argile Na-kaolinite avec une concentration en solide de 9,1% sur le poids dans diverses concentrations de solutions aqueuses de NaCl.	1.50
Figure 2.1	Variables susceptibles d'influencer le phénomène d'érosion d'une argile intacte	2.13
Figure 3.1	Force tractrice dans un écoulement uniforme, bi-dimensionnel.	3.9
Figure 3.2	Force tractrice dans un écoulement non-uniforme et bi-dimensionnel	3.11
Figure 3.3	Installation hydraulique pour l'essai d'érosion sur la paroi d'une forure dans l'argile	3.17
Figure 3.4	Installation de l'échantillon d'argile pour l'essai d'érosion sur la paroi d'une foreuse dans l'argile	3.20
Figure 3.5	Bac de sédimentation.	3.21
Figure 3.6	Capacité de retenue du bac de sédimentation.	3.23
Figure 3.7	Correction pour la température de la courbe de calibration	3.33
Figure 3.8	Précision des lecteurs de pressions vérifiée à trois reprises	3.35
Figure 3.9	Coefficient de turbulence approximé pour une forure avec la paroi érodée	3.41
Figure 3.10	Diagramme de Moody.	3.43

Figure 4.1	Calcul graphique de la vitesse moyenne.	4.5
Figure 4.2	Identification des carrés d'argiles assemblés en un échantillon.	4.8
Figure 4.3	Force tractrice reliée aux arrachements recueillis - argile de Broadback	4.31
Figure 4.4	Force tractrice reliée aux arrachements recueillis - argile de Grande-Baleine.	4.32
Figure 4.5	Force tractrice reliée aux arrachements recueillis - argile de St-Barnabé.	4.33
Figure 4.6	Dimension maximale des blocs arrachés à des forces tractrices supérieures au seuil de résistance.	4.38
Figure 4.7	Granulométrie des argiles utilisées.	4.43
Figure 4.8	Suspension évaluée en fonction de la force tractrice appliquée.	4.46
Figure 4.9	Suspension reliée aux arrachements recueillis	4.49
Figure 4.10	Evolution du facteur de friction, Essai BR1.	4.55
Figure 4.11	Evolution du facteur de friction, Essai BR2.	4.56
Figure 4.12	Evolution du facteur de friction, Essai BR3.	4.57
Figure 4.13	Evolution du facteur de friction, Essai BR4.	4.58
Figure 4.14	Evolution du facteur de friction, Essai GB1.	4.59
Figure 4.15	Evolution du facteur de friction, Essai GB2.	4.60
Figure 4.16	Evolution du facteur de friction, Essai GB3.	4.61
Figure 4.17	Evolution du facteur de friction, Essai GB4.	4.62
Figure 4.18	Evolution du facteur de friction, Essai STB1	4.63

Figure 4.19	Evolution du facteur de friction, Essai STB2	4.64
Figure 4.20	Evolution du facteur de friction, Essai STB3	4.65
Figure 4.21	Evolution du facteur de friction, Essai STB4	4.66
Figure 4.22	Rugosité relative reliée à la suspension moyenne et aux arrachements recueillis en début d'essai	4.69
Figure 4.23	Comportement type d'une argile intacte soumise à l'essai d'écoulement par une forure	4.74
Figure 4.24	Influence du rapport d'assemblage sur la sollicitation nécessaire à l'érosion de masse	4.79
Figure 5.1	Mécanismes d'érosion d'une argile intacte.	5.4
Figure A.1	Perte en poids normalisée en fonction du temps d'immersion	A.5
Tableau 1.1	Vitesses moyennes maximales permises pour prévenir l'érosion, par Etcheverry, et forces tractrices correspondantes estimées par Lane.	1.3
Tableau 1.2	Vitesses moyennes maximales permises pour prévenir l'érosion, par Fortier et Sco- bey, et forces tractrices correspondantes estimées par Lane	1.4
Tableau 1.3	Vitesses moyennes maximales permises pour prévenir l'érosion et les forces tractri- ces correspondantes - Bureau de Méthodo- logie du plan d'Hydro-Energie en U.R.S.S., 1936	1.6
Tableau 1.4	Equations de régressions reliant la force tractrice critique à des proprié- tés du sol.	1.17
Tableau 1.5	Principaux travaux expérimentaux faits sur des sols cohésifs traités	1.23-4-5

Tableau 1.6	Equations générales de la force tractive critique, en lb/pi^2 , en fonction de la compaction combinée à diverses propriétés du sol.	1.27
Tableau 1.7	Résistance à l'érosion des argiles kaolinite et montmorillonite	1.29
Tableau 1.8	Classification des résultats de l'essai "Pinhole Test".	1.46
Tableau 2.1	Surface spécifique des argiles montmorillonite, illite et kaolinite	2.3
Tableau 3.1	Coefficient de contraction pour une contraction soudaine.	3.39
Tableau 4.1	Propriétés des argiles utilisées en canal de laboratoire.	4.3
Tableau 4.2	Description des écoulements établis et mécanismes d'érosion observés en canal de laboratoire.	4.7
Tableau 4.3	Identification des essais d'écoulement par une forure.	4.18
Tableau 4.4	Propriétés des argiles utilisées pour l'essai d'écoulement par une forure	4.20
Tableau 4.5	Propriétés géochimiques des échantillons avant et après l'essai.	4.23
Tableau 4.6	Résistance au cisaillement des argiles avant et après une période d'immersion. .	4.26
Tableau 4.7	Caractéristiques des écoulements dans chaque forure à la fin de l'essai	4.29
Tableau 4.8	Suspension dans l'eau recueillie au début des trois premières sollicitations	4.42
Tableau 4.9	Pourcentage de la suspension retenue sur le filtre 5 microns	4.44
Tableau 4.10	Variation du diamètre de la forure calculée pour le taux d'érosion des particules fines au 3 ^e échantillonnage	4.47
Tableau 4.11	Rugosité relative des forures	4.67
Tableau 4.12	Propriétés géochimiques de l'eau interstitielle et les résultats du "Pinhole Test"	4.71

Page

Tableau A.1	Propriétés géotechniques.	A.3
Tableau A.2	Cations échangeables et capacité d'échange en cations (avant im- mersion).	A.3
Tableau A.3	Résistance au cisaillement après l'immersion	A.6

INTRODUCTION

Dans l'histoire géologique récente, l'encaissement des rivières dans les massifs argileux suite au soulèvement post-glaciaire est à l'origine d'une topographie locale accidentée résultant en des pentes hautes et abruptes. L'érosion au pied des pentes naturelles d'argile provoque des glissements de terrain et des coulées dans les argiles sensibles. Le matériau est ensuite emporté par le cours d'eau. L'activité humaine comme le développement urbain, l'industrialisation et l'agriculture peuvent accélérer et déplacer ce processus d'érosion.

Le mécanisme d'érosion des sols non-cohésifs est bien connu de l'ingénieur. Toutefois celui des sols cohésifs est peu connu. Il existe peu de données pour juger de la susceptibilité d'un sol cohésif intact à s'éroder et établir son seuil de résistance à l'érosion. Ce problème intéresse plusieurs catégories d'ingénieurs. Pour l'ingénieur des sols, l'érosion au pied d'une pente naturelle de sol cohésif est un facteur important à considérer dans l'analyse de sa stabilité à long terme. Pour l'ingénieur en hydraulique, il est très important de connaître la résistance à l'érosion des sols cohésifs intacts pour la conception de canaux stables et estimer l'affouillement de ces sols autour d'ouvrages structuraux près des cours d'eau. Pour l'ingénieur rural, la perte de terres agricoles par leur réseau de drainage est directement reliée à leur susceptibilité à l'érosion.

La résistance à l'érosion des sols non-cohésifs dépend fondamentalement de la dimension, de la forme, de la distribution et de la densité des particules de sol. La nature de la résistance à l'érosion des sols cohésifs est beaucoup plus complexe. Elle est reliée aux forces de cohésion entre les particules individuelles. Ces forces de cohésion sont fonction de plusieurs variables dont la quantité et le type d'argile, la granulométrie, la géochimie et la structure du sol cohésif donnée par la diagénèse du dépôt de mort terrain. L'influence de chacune de ces variables sur la cohésion est encore mal connue. De plus, l'environnement électrochimique donnée par l'eau de l'écoulement libre et sous-terrain, et par leur pollution même, est de nature à influencer la cohésion du sol. Le problème peut se compliquer davantage en considérant l'érosion de sols cohésifs non saturés, et altérés.

Un grand nombre de chercheurs s'est récemment intéressé à l'érosion des sols cohésifs. Toutefois, les travaux publiés donnent une plage étendue de résultats pour la force tractrice critique à laquelle commence l'érosion d'un sol cohésif. Cette grande plage de résultats est due à l'utilisation de différentes méthodes d'analyse, de sols cohésifs aux propriétés changées, différentes et mal définies, et aux différentes conceptions émises sur le seuil critique auquel est initiée l'érosion. La plupart de ces résultats n'ont souvent qu'une valeur d'utilisation locale. L'ingénieur dans la pratique se retrouve donc devant un tas de données difficiles à

discerner et qui ne peuvent permettre une conception optimale.

Un programme de recherche multidisciplinaire, faisant intervenir à la fois des chercheurs en géotechnique et en hydraulique, a été initié à l'Université de Sherbrooke afin d'évaluer la susceptibilité à l'érosion des argiles sensibles de l'est du Canada en tenant compte de leurs propriétés géotechniques et géochimiques. Ce travail d'intérêt général s'inscrit au début de ce programme de recherche et porte sur l'étude en laboratoire de l'érosion d'argiles intactes saturées à l'aide de deux (2) montages expérimentaux conçus à cet effet. La conception de deux (2) montages expérimentaux s'est avérée nécessaire afin d'établir un parallèle entre les résultats obtenus et déterminer celui qui est le plus approprié à la poursuite des recherches. Les mécanismes d'érosion qui prévalent ont été observés.

L'ouvrage se divise en cinq (5) chapitres. Il comprend une revue de la littérature, une analyse du phénomène, une description des montages et essais expérimentaux, une présentation et interprétation des résultats, et une discussion et conclusion de l'ensemble du travail.

La revue de la littérature présente les divers travaux et observations faits sur l'érosion des sols cohésifs saturés. Ils ont été regroupés selon les trois (3) états particuliers des sols cohésifs analysés, soit: son état naturel sur le site, son état intact ou peu dérangé en

laboratoire et son état remanié, avec ou sans traitement, en laboratoire. Les divers montages expérimentaux élaborés sont présentés ainsi que les diverses corrélations et résultats obtenus. Ce premier chapitre a pour objectif de situer les divers travaux connus dans leur contexte, de mettre en évidence la complexité du phénomène et d'évaluer l'état des connaissances. Ce chapitre confirme la nécessité de la présente étude.

Le deuxième chapitre est une analyse du phénomène à la lumière des connaissances théoriques en hydraulique et sur la cohésion de nos argiles structurées. Certaines observations de la revue de la littérature sont retenues. Les variables qui sont susceptibles d'affecter la résistance à l'érosion d'un sol cohésif intact saturé sont identifiées. La résistance à l'érosion d'un sol cohésif est définie par un système de forces internes et externes, respectivement dites, cohésives et érosives. Ce chapitre nous permet de bien identifier les limites de la présente étude expérimentale.

Le troisième chapitre présente les deux (2) montages et essais expérimentaux élaborés. La préparation des échantillons, le déroulement des essais et le calcul de la force tractrice sont décrits pour les deux (2) procédures expérimentales distinctes.

Le chapitre 4 contient une présentation concise des argiles utilisées et des écoulements établis dans les

différents montages expérimentaux. Les résultats y sont présentés et interprétés. Un parallèle entre les deux (2) installations expérimentales est fait.

Le dernier chapitre est une discussion et une conclusion de cette étude expérimentale. On y traite de la résistance à l'érosion de nos argiles intactes saturées, de l'initiation de l'érosion d'une argile intacte et de la validité des montages expérimentaux élaborés. Des suggestions pour la poursuite des études sont données.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTERATURE

Le présent chapitre a pour objectif de présenter une revue de la littérature sur l'érosion des sols cohésifs saturés. Un survol de la littérature sur ce sujet montre la nature multidisciplinaire du problème.

La nature du sol cohésif érodé et plus particulièrement son état donne une plage étendue de leur résistance. Dans la littérature sur l'érosion des sols cohésifs saturés, nous retrouvons des observations faites selon 3 états particuliers du sol cohésif: son état naturel sur le site, son état intact ou peu dérangé en laboratoire et son état remanié, avec ou sans traitement, en laboratoire.

1.1 OBSERVATIONS IN SITU

Les critères de design pour les canaux stables dans les sols érodables étaient présentés, au début de ce siècle, sous forme de vitesses maximales permises, dites permises ci-après. Celles-ci étaient établies à la suite d'observations en nature. Les trois références principales, selon ce concept de vitesses permises sont: ETCHEVERRY (29), FORTIER et SCOBAY (31) et le Bureau de Méthodologie du Plan d'Hydro-Energie en URSS (10). Les valeurs de vitesses permises fournies par ces auteurs sont présentées respectivement aux tableaux 1.1, 1.2 et 1.3 et elles sont données à

une profondeur d'écoulement d'environ un mètre. A ces valeurs correspondent les forces tractrices moyennes estimées par LANE (46) selon les renseignements disponibles sur les canaux observés. Les auteurs soviétiques avaient exprimé leurs données avec les forces tractrices correspondantes. La force tractrice moyenne est la force développée par le cours d'eau, dans le sens de l'écoulement, sur le périmètre mouillé de son lit. Ce concept a été introduit par DUBOYS (20) en 1879.

ETCHEVERRY (29) publia probablement les premières valeurs de vitesses permises pour prévenir l'érosion. Ces valeurs étaient publiées à l'intention d'ingénieurs en irrigation et n'étaient pas reliées à des canaux de grandeurs et formes déterminées (tableau 1.1).

FORTIER ET SCOBAY (31) ont recueilli l'opinion d'ingénieurs en irrigation relativement à leur expérience sur la stabilité des canaux dans les sols érodables. La compilation et l'analyse des données recueillies a permis d'établir une gamme de vitesses permises pour divers sols érodables qui sont présentées au tableau 1.2. Concernant les sols cohésifs, ils concluent que la présence de matières colloïdales (définies comme plastiques selon ces auteurs) dans le matériau du lit et/ou dans l'eau de l'écoulement tend à cimenter les particules d'argile, de silt, de sable et de gravier de façon à créer une forte résistance à l'érosion. Selon les valeurs fournies, on note pour les sols cohésifs une augmentation d'environ 75% de la force tractrice permise lorsque l'eau

Matériel composant le lit	Vitesse (m/sec)	Force tractrice (Pascal)
"Very light pure sand of quicksand character"	0,23 à 0,30	0,29 à 0,53
"Very light loose sand"	0,30 à 0,46	0,53 à 1,20
"Coarse sand or light sandy soil"	0,46 à 0,61	1,20 à 2,15
"Average sandy soil"	0,61 à 0,76	2,15 à 3,35
"Sandy loam"	0,76 à 0,84	3,35 à 4,02
"Average loam, alluvial soil, volcanic ash"	0,84 à 0,91	4,02 à 4,79
"Firm loam, clay loam"	0,91 à 1,14	4,79 à 7,51
"Stiff clay soil, ordinary gravel soil"	1,22 à 1,52	13,31 à 20,78
"Coarse gravel, cobbles and shingles"	1,52 à 1,83	30,02 à 43,24
"Conglomerate, cemented gravel, soft slate, tough hardpan, soft sedimentary rock"	1,83 à 2,44	30,02 à 53,34

Tableau 1.1 Vitesses moyennes maximales permises pour prévenir l'érosion, par Etcheverry, et forces tractrices correspondantes estimées par Lane.

Matériel composant le lit	Eau claire		Eau transportant des particules colloïdales		Eau transportant du silt, du sable ou du gravier
	Vitesse (m/sec)	Force tractrice (Pascal)	Vitesse (m/sec)	Force tractrice (Pascal)	Vitesse (m/sec)
"Fine sand, non colloidal"	0,46	1,29	0,76	3,59	0,46
"Sandy loam, non colloidal"	0,53	1,77	0,76	3,59	0,61
"Silt loam, non colloidal"	0,61	2,30	0,91	5,27	0,61
"Alluvial silts when non colloidal"	0,61	2,30	1,07	7,18	0,61
"Ordinary firm loam"	0,76	3,59	1,07	7,18	0,69
"Volcanic ash"	0,76	3,59	1,07	7,18	0,61
"Fine gravel"	0,76	3,59	1,52	15,32	1,14
"Stiff clay, very colloidal"	1,14	12,45	1,52	22,02	0,91
"Graded, loam to cobbles, when non colloidal"	1,14	18,19	1,52	31,60	1,52
"Alluvial silts when colloidal"	1,14	12,45	1,52	22,02	0,91
"Graded, silt to cobbles when colloidal"	1,22	20,59	1,68	38,30	1,52
"Coarse gravel, non colloidal"	1,22	14,36	1,83	32,08	1,98
"Cobbles and shingles"	1,52	43,57	1,68	52,67	1,98
"Shales and hard-pans"	1,83	32,08	1,83	32,08	1,52

Tableau 1.2 Vitesses moyennes maximales permises pour prévenir l'érosion, par Fortier et Scobey, et forces tractrices correspondantes estimées par Lane.

de l'écoulement transporte des particules colloïdales. Pour ces mêmes sols cohésifs on note une diminution d'environ 20% des vitesses si l'eau de l'écoulement charrie des sédiments non-cohésifs, allant du silt au gravier. Ce dernier point met en relief l'action abrasive des particules granulaires charriées sur un lit constitué de sols cohésifs.

Les données fournies par le Bureau de Méthodologie du plan d'Hydro-Energie (10) portent sur quatre sols cohésifs différents. Les vitesses permises sont établies en relation avec l'indice des vides des sols étudiés, tel que présenté au tableau 1.3. Comme pour les auteurs précédents, il semble que l'importance de la fraction argileuse augmente la résistance à l'érosion du sol cohésif. La présence d'un sol nommé argile sableuse, mal défini relativement aux autres sols cohésifs, introduit une certaine ambiguïté quant à l'interprétation de ces données. On spécifie que cette argile sableuse contient moins de 50% de sable. Considérant que les argiles saturées du Québec ont une teneur en eau généralement supérieure à 30% et une densité des grains solides d'environ 2,70, leur indice des vides varie généralement de 0,6 à 2,0. Les auteurs soviétiques ont aussi noté l'augmentation des vitesses permises si l'eau transporte des particules de diamètre inférieur à 0,005 mm. Cette distinction n'a été faite que pour des sols non-cohésifs.

Une courbe de la vitesse critique en fonction de la dimension du grain a été présentée par HJULSTRÖM (40). Il a préparé cette courbe selon les données fournies par plusieurs

Matériel composant le lit	Compacité du lit							
	Lâche		Légèrement compact		Compact		Très compact	
	Indice des vides							
	2,0 à 1,2		1,2 à 0,6		0,6 à 0,3		0,3 à 0,2	
Vitesse ⁽¹⁾	Force ⁽²⁾	Vitesse	Force	Vitesse	Force	Vitesse	Force	
"Sandy clays"	0,45	1,92	0,90	7,52	1,30	15,66	1,80	30,16
"Heavy clayey soils"	0,40	1,48	0,85	6,75	1,25	14,60	1,70	26,96
"Clays"	0,35	1,15	0,80	5,94	1,20	13,45	1,65	25,38
"Lean clayey soils"	0,32	0,96	0,70	4,60	1,05	10,25	1,35	16,95

(1) en m/sec

(2) en Pascal

Tableau 1.3 Vitesses moyennes maximales permises pour prévenir l'érosion et les forces tractrices correspondantes (Bureau de Méthodologie du Plan d'Hydro-Energie en U.R.S.S., 1936).

chercheurs et à la suite d'observations sur la rivière Fyris en Suède. Pour les sols cohésifs ayant un grain uniforme de dimension inférieure à 0,1 mm, Hjulström a utilisé les données fournies par FORTIER et SCOBAY (31). La transformation des vitesses moyennes critiques en des forces tractrices moyennes critiques, en utilisant les hypothèses de LANE (46) nous donne la courbe présentée à la figure 1.1 pour des sols dont la dimension du grain est inférieure à 0,1 mm.

Ces valeurs de design pour des canaux stables dans les sols cohésifs ont été réinterprétées par PARTHENIADES et PAASWELL (59,60) qui ont réévalué les forces tractrices correspondantes. Ainsi pour un sol argileux de résistance faible, les recommandations d'ETCHEVERRY (29) correspondent à une force tractrice variant de 3,83 à 5,27 Pascal. Les vitesses limites suggérées par FORTIER et SCOBAY (31) pour des sols semblables correspondent à des forces tractrices moyennes comprises entre 2,39 et 11,97 Pascal. Pour des sols argileux de densité faible à moyenne, la force tractrice suggérée par les ingénieurs russes (10) se situerait entre 1,44 et 6,70 Pascal.

SCHROEDER (70) a mené une étude sur la détérioration de canaux d'utilisation éphémère, constituant des plans de drainage établis dans les états américains du Nebraska et de l'Iowa. Cette étude indique que la force tractrice admissible semble croître avec la plasticité et montre une légère corrélation entre la force tractrice critique et la dimension

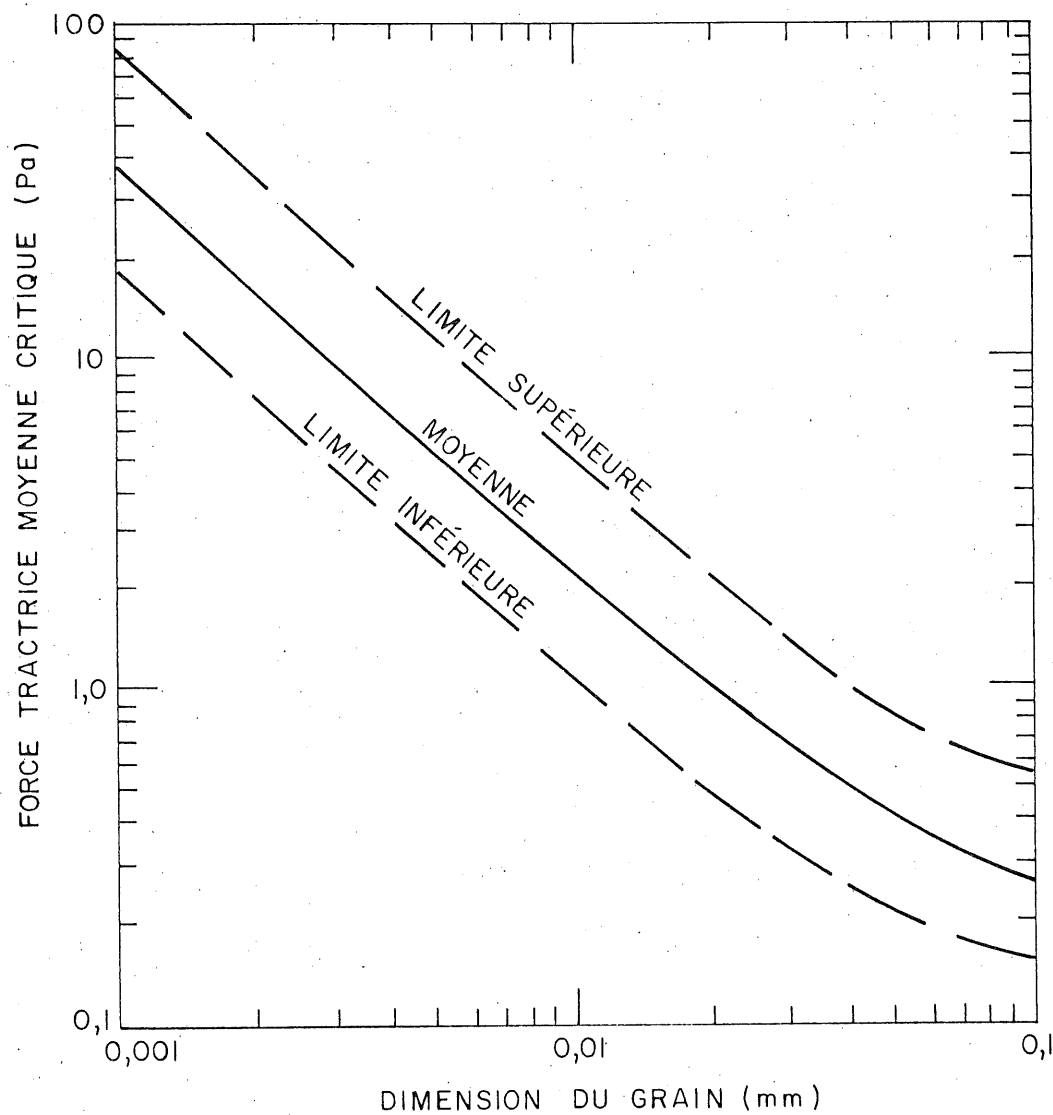


FIGURE 1.1 - FORCE TRACTRICE MOYENNE CRITIQUE RELIÉE
À LA DIMENSION DU GRAIN.

du grain médian. Pour le design de canaux dans des sols cohésifs maintenus humides, la force tractrice permise varie de 3,8 à 13,6 Pascal pour un sol dont l'indice de plasticité varie respectivement de 6 à 42. Selon cette étude, la dessiccation des sols cohésifs dans les canaux d'utilisation éphémère augmente considérablement la résistance à l'érosion de ces sols. Lorsque ces canaux deviennent saturés à cause d'une longue période d'utilisation, leur résistance à l'érosion diminue près de celle des canaux maintenus humides.

FLAXMAN (30) a noté à partir d'observations sur des canaux, dans 6 états de l'ouest des Etats-Unis, que des sols non plastiques ou de faible plasticité peuvent résister appréciablement à l'érosion. Il décida alors de travailler sur des échantillons non remaniés. Après avoir déterminé l'état stable ou instable de 12 canaux soumis à des conditions d'écoulement bien définies, des échantillons non remaniés ont été prélevés avec un tube à paroi mince de 4,8 cm par 10,2 cm. Les coefficients de perméabilité ont été obtenus et un essai en compression non confiné, non drainé est fait sur l'échantillon dans un état bien saturé. Flaxman a présenté un graphique de la résistance en compression du sol cohésif non confiné, non drainé en fonction de la puissance tractrice (par unité de largeur) à laquelle était soumis le canal où a été prélevé l'échantillon. La puissance tractrice par unité de largeur est définie par BAGNOLD (6) comme le produit de la force tractrice et de la vitesse moyenne (τV). Malgré le fait que cette forme d'interprétation de l'effet du

cisaillement hydraulique est mal connue et peu employée, cette forme de présentation des résultats donne une bonne séparation entre les canaux stables et instables, ou érodables. L'utilisation de la force tractrice comme expression de l'action du cisaillement hydraulique, au lieu de la puissance tractrice par unité de largeur, donne dans ce cas une relation moins évidente (figure 1.2). La perméabilité a été reliée au taux de dégradation du sol cohésif lorsque la force tractrice limite est atteinte ou dépassée. Un sol cohésif peu perméable se dégrade moins rapidement qu'un sol cohésif plus perméable. A la suite de ces observations, Flaxman émet le concept que les sols cohésifs ayant une faible résistance au cisaillement et une forte perméabilité sont facilement érodables et ceux ayant une forte résistance au cisaillement et une faible perméabilité résistent à l'érosion. On note grossièrement à partir des valeurs fournies que la force tractrice limite pour un sol cohésif de résistance au cisaillement moyenne se situe entre 10 et 30 Pa.

L'érosion de blocs a été rapportée par MIRTSKULAVA (52) dans son étude sur la stabilité à l'érosion. Ses observations in situ ont été combinées à des essais en canal de laboratoire. Il a utilisé le concept de vitesse critique. Aucune information n'est disponible sur la forme et la grandeur des canaux observés. La susceptibilité à l'érosion a été caractérisée par la cohésion et la dimension des agrégats arrachés. PAASWELL (56) a donné une interprétation intéressante aux résultats de Mirtskulava en montrant graphiquement

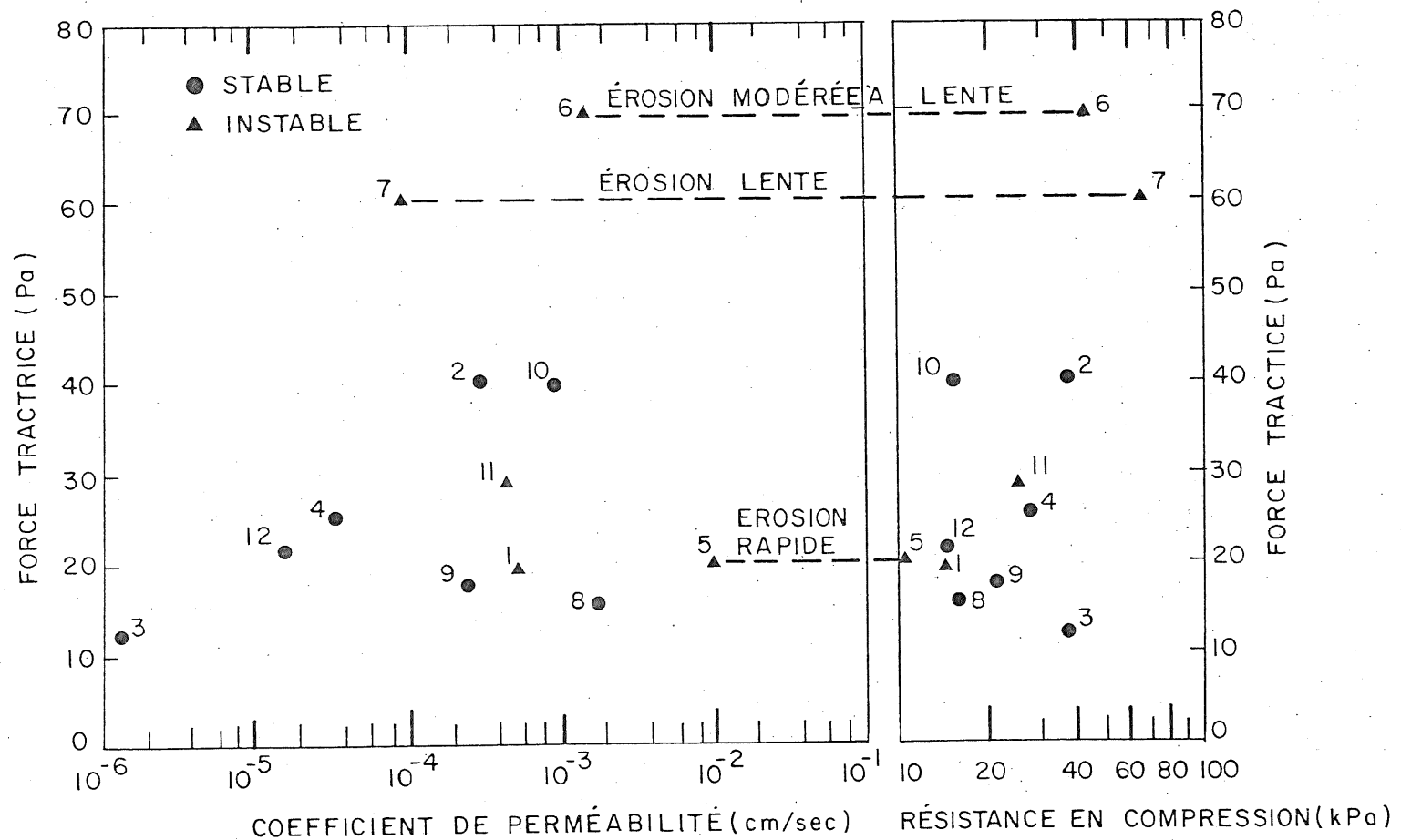


FIGURE 1.2 _ STABILITÉ DE CANAUX NATURELS RELIÉ À LA PERMEABILITÉ, À LA FORCE TRACTRICE ET À LA RÉSISTANCE EN COMPRESSION NON-CONFINÉ ET NON-DRAINÉE. (Flaxman , 1964)

(figure 1.3) que la vitesse qui cause l'érosion croît avec la cohésion et la masse (proportionnelle à d^3) du bloc.

1.2 TRAVAUX EXPERIMENTAUX SUR DES SOLS

COHESIFS INTACTS OU PEU DERANGES

Peu de travaux expérimentaux ont été réalisés sur des sols cohésifs non remaniés. Ceci est probablement dû aux grandes difficultés rencontrées lors de l'échantillonnage.

SMERDON et BEASLY (76,77) ont conduit des essais d'érosion en canal de laboratoire sur 11 échantillons provenant du Missouri. Le sol cohésif utilisé est prélevé à la surface du terrain naturel. Quoique légèrement compacté, le sol cohésif peut être considéré comme non remanié. L'écoulement d'eau au-dessus de l'échantillon est augmenté jusqu'à la rupture du lit. Le lit est considéré rupturé quand la force tractrice est suffisante à provoquer "un mouvement général du lit". La force tractrice est calculée d'une part par une équation développée par les auteurs et s'appuyant sur le principe de conversion d'énergie.

$$\tau = \gamma_w h \left[\left(\frac{q^2}{gh^3} - 1 \right) \frac{dh}{dx} + S_o \right] \quad (1-1)$$

où γ_w : poids volumique de l'eau

h : hauteur d'eau

q : débit par unité de largeur

g : accélération gravitationnelle

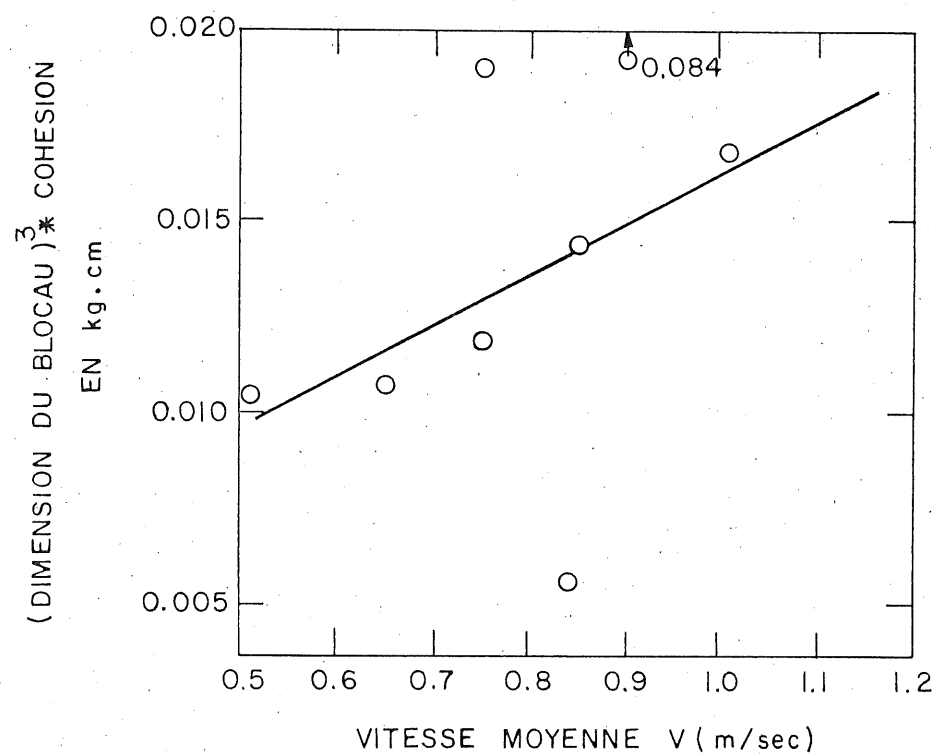


FIGURE 1.3_ INFLUENCE DE LA DIMENSION DU BLOCAU ET DE LA COHESION SUR LA VITESSE D'EROSION.
(Mirtskulava , 1966)

- dh : différence de hauteur entre deux sections
 dx : distance entre les deux sections
 S₀ : pente du lit ou canal

et d'autre part par la distribution des vitesses au-dessus du lit,

$$\tau = \rho_w \left[\frac{u_2 - u_1}{\text{Log}_{10}(z_2/z_1)} \right]^2 \quad (1-2)$$

- où ρ_w : masse volumique de l'eau
 u : vitesse ponctuelle
 z : distance de la paroi.

Pour les sols analysés, la force tractrice critique (τ_c) est corrélée avec des propriétés du sol telles que l'indice de plasticité (I_p), le taux de dispersion (T_D), la dimension du grain médian (d_{50}) et le pourcentage d'argile (P_c). Le taux de dispersion est déterminé par une analyse de l'agrégation et un essai de sédimentométrie habituel. L'analyse de l'agrégation consiste à faire une sédimentométrie sur le sol séché à l'air, passant le tamis no 16 et retenu sur le tamis no 8, standard américain. Cette dernière sédimentométrie est faite sans l'utilisation d'agent dispersant et d'agitation mécanique. Le taux de dispersion est défini des courbes granulométriques par le rapport suivant,

$$T_D = \frac{\% \text{ inférieur à } 0,005 \text{ mm sans agent dispersant}}{\% \text{ inférieur à } 0,005 \text{ mm avec agent dispersant}}$$

Le domaine des forces tractrices appliquées durant ces essais s'étend de 0,4 à 4,0 Pascal. Les corellations

obtenues de ces essais sont présentées au tableau 1.4

THOMAS et ENGER (79) ont établi une équation reliant la force tractrice critique à des propriétés standard des sols cohésifs. Des données ont été recueillies au moyen d'essais avec un appareil, montré à la figure 1.4, permettant une mesure de la force tractrice critique la plus probable. Les échantillons utilisés sont de forme cylindrique d'un diamètre de 20,3 cm. Ces échantillons ont été prélevés manuellement, sans dérangement, sur des canaux d'irrigation en usage dans l'ouest des Etats-Unis. L'échantillon est saturé et placé dans le puits d'essai de manière à ce que la surface exposée soit au niveau du fond du baril d'essai. Trois lames d'entraînement forcent par rotation l'écoulement d'eau sur le fond du baril. La force tractrice est reliée à la vitesse des lames d'entraînement. Des essais sur des sols non cohésifs de force tractrice critique connue ont permis la calibration de l'appareil. Les propriétés standard déterminées sur les sols cohésifs sont: l'indice de plasticité (I_p), le poids volumique du sol saturé (γ_{sat}), une description mathématique de la granulométrie ($M_\phi \sigma_\phi k_\phi$), la limite de retrait (w_s), la résistance au scissomètre (S_v) et le pourcentage de la densité maximum à l'essai Proctor ($D\%$). Plusieurs corrélations ont été essayées au moyen d'un calculateur électronique. Une équation linéaire a été retenue,

$$\tau_c = -0,00124 + 0,00081 I_p + 0,003 D\% + 0,00022 M_\phi \sigma_\phi k_\phi \quad (1-3)$$

où ϕ : $-\log_2 d$ où d est le diamètre d'un grain en mm

Variables	Equations de régression	Coefficient de corrélation
τ_c déterminée par la pente d'énergie		
$\log_{10}(\tau_c)$ vs $\log_{10}(I_p)$	$\tau_c = 0,0034 (I_p)^{0,84}$	0,896
$\log_{10}(\tau_c)$ vs $\log_{10}(T_D)$	$\tau_c = 0,213 (T_D)^{-0,63}$	-0,892
$\log_{10}(\tau_c)$ vs d_{50}	$\tau_c = 0,074 \times 10^{-28,1} d_{50}$	-0,860
$\log_{10}(\tau_c)$ vs P_c	$\tau_c = 0,0103 \times 10^{0,0183} P_c$	0,940
τ_c déterminée par la distribution des vitesses		
$\log_{10}(\tau_c)$ vs $\log_{10}(I_p)$	$\tau_c = 0,0022 (I_p)^{0,82}$	0,849
$\log_{10}(\tau_c)$ vs $\log_{10}(T_D)$	$\tau_c = 0,110 (T_D)^{-0,57}$	-0,795
$\log_{10}(\tau_c)$ vs d_{50}	$\tau_c = 0,055 \times 10^{-33,9} d_{50}$	-0,950
$\log_{10}(\tau_c)$ vs P_c	$\tau_c = 0,00645 \times 10^{0,0182} P_c$	0,888

Tableau 1.4 Equations de régressions reliant la force tractive critique à des propriétés du sol (Smerdon et Beasley, 1961).

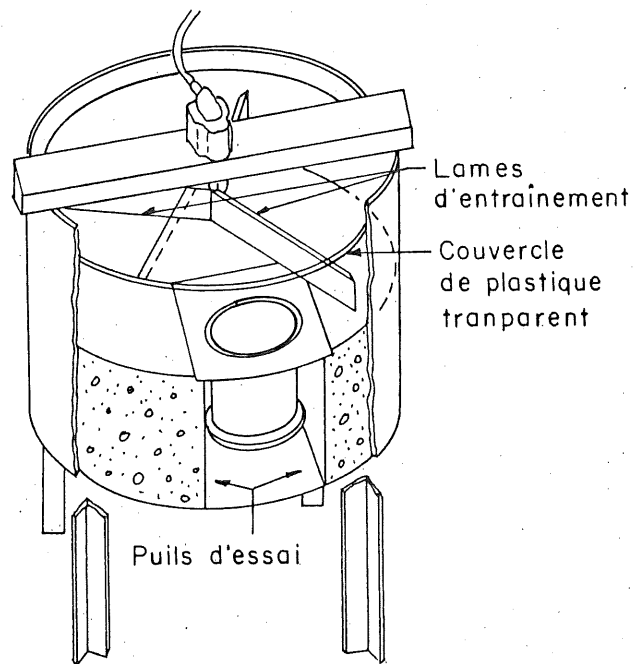


FIGURE 1.4 _BARIL D'ESSAI UTILISÉ PAR
THOMAS ET ENGER (1960) .

- M_ϕ : valeur médiane de la distribution des ϕ
 σ_ϕ : écart-type de la distribution des ϕ
 k_ϕ : dissymétrie de la distribution des ϕ

avec les restrictions suivantes,

$$0 < I_p < 22$$

$$65 < D\% < 100$$

$$-12 < M_\phi \sigma_\phi k_\phi < 40$$

$$13 < \omega_L < 42$$

Cette équation a un coefficient de corrélation de 0,70 et un écart-type de 0,0675. D'autres équations donnent de bonnes corrélations. On note que toutes les équations ayant la limite de retrait comme variable donnent de très mauvais coefficients de corrélation. Tous les autres paramètres semblent donner des équations significatives. Le domaine des forces tractrices rencontrées lors de ces essais s'étend de 0,72 à 2,73 Pascal.

Des essais d'érosion sur une argile intacte provenant des rives de la rivière Rupert, à la Baie James, ont été faits par GODIN et LECLERC (34) de l'Ecole Polytechnique de Montréal. Ces essais ont été faits pour le compte de l'Hydro-Québec qui nous a aimablement transmis le rapport final. Les travaux ont été réalisés dans un canal de laboratoire à fond horizontal de 45,72 cm de largeur. L'échantillon d'argile intacte était constitué de plaquettes de 2,54 cm d'épaisseur et couvrant une surface de 60,96 cm de longueur sur la

largeur du canal. Une couche d'argile remaniée de la région de Tracy a servi à recouvrir la majeure partie du canal sur une épaisseur de 2,54 cm. La définition de la pente de la ligne d'eau étant imprécise et l'utilisation de micro-moulinet ne permettant pas la mesure de vitesse dans la couche limite, la force tractrice n'a pu être évaluée. La notion de vitesse moyenne limite a été utilisée.

Lors de ces essais, Godin et Leclerc ont noté que les grains de silt exposés à l'écoulement sont emportés à des vitesses aussi faibles que 0,33 et 0,46 m/s. Après que le silt eut été entraîné, l'argile non remaniée ne s'est pas détériorée jusqu'à une vitesse de 0,73 m/s. A cette vitesse une galette d'argile contenant du silt a été arrachée. Ce n'est qu'à une vitesse de 0,91 m/s qu'une cavité a été formée dans l'argile même. Lors d'essais sur cette même argile à l'état remaniée, une vitesse de 0,61 m/sec a pu être atteinte sans détérioration du fond. De ces essais les auteurs concluent que dans le cas de l'argile remaniée ou non, et en autant que les lentilles ne soient pas exposées à l'action de l'eau, l'argile elle-même semble pouvoir résister à des vitesses moyennes allant jusqu'à un maximum de 0,76 m/sec.

Plus récemment, YOUNG et SOUTHARD (88) ont estimé la force tractrice critique nécessaire à l'érosion d'une vase non consolidée déposée sur le fond marin. Leurs expériences ont été faites directement sur le fond marin à l'aide d'un canal ouvert par le fond, spécialement conçu à cet effet.

Une description détaillée de ce canal a été donnée par YOUNG (87). Le développement de la couche limite turbulente sur les parois de ce canal a été analysé en laboratoire sur un modèle réduit. La force tractrice est estimée par la loi de la septième puissance de Prandtl pour un écoulement dans un conduit:

$$\tau = 0,0228 \rho_w \left(\frac{u^7 v}{z} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (1.4)$$

où ρ_w est la masse volumique de l'eau, v est le coefficient de viscosité cinématique et u est la vitesse ponctuelle à une distance z de la paroi. Une seule mesure de la vitesse est prise à l'aide d'une sphère de nylon immergée retenue par un fil. Une mesure du déplacement horizontal du ballon est comparée à une courbe de calibration obtenue en laboratoire pour des écoulements semblables. La vitesse de frottement (u_*) est obtenue de la force tractrice

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho_w}} \quad (1-5)$$

Cette estimation s'avère juste puisqu'elle vérifie la loi de la distribution des vitesses à la paroi avec une précision d'environ 10% sur la vitesse de frottement.

$$\frac{u}{u_*} = 5,6 \log_{10} \left(\frac{u_* z}{v} \right) + 4,9 \quad (1-6)$$

Ces expériences se sont échelonnées sur une longue période. Selon les résultats obtenus la force tractrice critique nécessaire à l'érosion des vases se situe entre 0,01 et 0,07 Pa.

Les hétérogénéités locales dans les propriétés des sédiments ont semblé avoir une plus grande influence sur la résistance à l'érosion que les saisons ou l'activité biologique du fond marin. L'érosion était souvent initiée dans les parties du lit dérangées par une activité biologique qui semblait briser les liens de cohésion de manière telle que la relation de Hjulström n'était plus vérifiée pour les sédiments fins. Parallèlement, des expériences en canal de laboratoire ont été menées sur ces mêmes vases. Les résultats obtenus donnent des forces tractrices critiques jusqu'à deux fois supérieures à celles mesurées sur le site. Selon les auteurs ces différences sont probablement reliées au changement dans la cohésion du sédiment causé par l'activité biologique et les manipulations mécaniques. Le comportement des vases en laboratoire ne serait pas représentatif du comportement des vases in situ.

1.3 TRAVAUX EXPERIMENTAUX SUR DES SOLS COHESIFS

REMANIES, AVEC OU SANS TRAITEMENT

La majorité des expériences d'érosion sur les sols cohésifs a été faite avec des sols fortement remaniés et souvent traités. Lors de la préparation pour l'essai d'érosion la structure du sol est détruite et l'échantillon est homogénéisé. Parfois le sol cohésif est séché, tamisé et recompacté. Le principal but d'un tel traitement est de favoriser un meilleur contrôle des variables et de fabriquer des échantillons dont les propriétés du sol cohésif sont

déterminées au préalable. Plusieurs essais peuvent être répétés pour vérifier la reproductibilité des résultats.

Plusieurs installations expérimentales ont été élaborées pour soumettre des sols cohésifs traités à des essais d'érosion: le jet submergé, le cylindre rotatif, le "pinhole test", l'écoulement par un tube et par un tunnel. Des essais ont été faits en canal de laboratoire et le viscosimètre a été utilisé avec une boue argileuse. Une liste des principaux travaux expérimentaux est présentée au tableau 1.5.

Le type d'observations et l'avancement de la recherche sur les mécanismes d'érosion de l'argile remaniée, avec ou sans traitement, sont particulièrement reliés au développement des installations expérimentales. Dans cette partie de la revue de la littérature, les travaux recensés sont présentés par type d'installation employée par différents chercheurs.

1.3.1 Canal de laboratoire

LYLE et SMERDON (50) ont étudié l'effet de la compaction sur la résistance à l'érosion en soumettant des sols cohésifs préalablement traités à des essais d'érosion en fond de canal. La force tractrice est évaluée à partir de la pente d'énergie. L'effet combiné de la compaction avec diverses propriétés du sol a été analysé. Des corrélations significatives ont été obtenues avec l'indice de plasticité, le taux de dispersion et la

Chercheur	Installation expérimentale	Traitement de l'échantillon	Critère de début d'érosion	Conclusion
Dunn, (1959)	Jet submergé	Sol naturel remanié et compacté	L'eau devient trouble et le demeure	τ_c correlés avec la résistance au scissomètre et l'indice de plasticité.
Moore et Masch, (1962)	Jet submergé	Sol naturel et argiles commerciales homogénéisées	Taux d'érosion évalué par la perte en poids	Taux d'érosion croît avec la teneur en argile et inversement avec l'indice des vides et la température.
Masch, Espey et Moore, (1963)	Cylindre rotatif	Sol remanié et compacté	Perte en poids et visuelle	τ_c reliée à la teneur en eau et à la résistance au scissomètre.
Rektorik et Smerdon, (1964)	Cylindre rotatif	Sol naturel remanié et compacté	Perte en poids et visuelle	τ_c reliée à la teneur en eau, à la résistance au scissomètre, à l'indice des vides et au rapport Ca/Na.
Partheniades, (1965)	Canal	Vase marine artificielle-ment sédimentée	Taux d'érosion estimé par la suspension	Taux d'érosion dépend du τ appliquée et est indépendant de la résistance du sol composant le lit et de la concentration de la suspension d'argile.
Lyle et Smerdon, (1965)	Canal	Sol naturel remanié et compacté	"force tractrice qui cause une érosion appréciable"	τ_c correlée à la compaction, à l'indice de plasticité, au rapport de dispersion et à la résistance au scissomètre.
Grissinger, (1966)	Petit canal	Sol naturel et argiles commerciales homogénéisées	Taux d'érosion évalué par la perte en poids	Taux d'érosion croît avec l'indice des vides et la température, et inversement avec la teneur en argile.

Chercheur	Installation expérimentale	Traitement de l'échantillon	Critère de début d'érosion	Conclusion
Liou, (1970)	Canal	Argiles commerciales	Mesure de la profondeur d'érosion	Taux d'érosion décroît avec la teneur en argile et inversement avec la température et l'indice des vides.
Sherard et al., (1972-76)	Expertise de rupture de digues. "Pin-hole test"	Sol naturel remanié et compacté	Visuel	Dispersion des argiles reliée à la minéralogie et à la composition chimique du liquide interstitiel.
Christensen et Das, (1973)	Tube	Sol naturel moulé sur les parois du tube	Taux d'érosion en fonction de τ	Taux d'érosion dépend du type et de la teneur en argile, de la force tractrice, de la durée d'écoulement et de la température.
Arulanandan et al., (1973-75)	Cylindre rotatif	Argiles commerciales mélangées avec farine de silice	Taux d'érosion en fonction de τ	τ_c reliée à la minéralogie, la composition de l'eau interstitielle et érodante et de la teneur en argile.
Kandiah, (1974)	Cylindre rotatif	Argiles commerciales mélangées avec farine de silice	Taux d'érosion en fonction de τ	τ_c reliée à la composition de l'eau interstitielle, au pH et à la capacité d'échange en cation.
Kandiah et Arulanandan, (1974)	Cylindre rotatif et canal	Sol naturel remanié et compacté	Taux d'érosion en fonction de τ	Deux installations donnent des taux d'érosion différents pour un même τ . Toutefois une même τ_c est évaluée. τ_c est reliée au gonflement.

Chercheur	Installation expérimentale	Traitement de l'échantillon	Critère de début d'érosion	Conclusion
Einsele et al., (1974)	Canal	Vases marines sédimentées et compactées	Jugé visuellement	La résistance est grandement influencée par les inhomogénéités. Trois formes d'érosion observées.
Dascal et al., (1976)	"Pinhole test"	Sol intact et sol remanié et compacté	Visuel	Argile marine sensible classée dispersive contrairement à son comportement en nature. Explication proposée.
Yong et al., (1978)	Viscosimètre	Argiles commerciales Boues	Contrainte de Bingham	τ_c reliée au type et à la teneur en argile, et à la composition chimique de l'eau interstitielle.
Kelly et al., (1979)	Ecoulement par un tunnel	Argiles commerciales remaniées	Mesure de la concentration de la suspension	Taux d'érosion relié à la température. Influence des facteurs physico-chimiques.

Tableau 1.5 Principaux travaux expérimentaux faits sur des sols cohésifs traités.

résistance au scissomètre. Elles sont présentées au tableau 1.6

Un mécanisme d'érosion au niveau de la particule a été proposé par PARTHENIADES (58) et vérifié en canal de laboratoire sur une vase marine artificiellement sédimentée. L'eau utilisée provenait de la mer. Partheniades s'appuie sur la théorie d'EINSTEIN et HUON-LI (27), de la croissance et désintégration périodique de la sous-couche laminaire. La force tractrice serait distribuée normalement autour d'une moyenne et le taux d'érosion est évalué par une approche statistique. Une équation est développée et se vérifie avec au moins une série d'essais. La formule contient plusieurs paramètres statistiques et il devient difficile de prédire le taux d'érosion. Une conclusion de ces travaux est que le rapport de la force tractrice critique à la résistance au scissomètre est de 1/100 et que l'érosion d'une vase marine commence à une force tractrice aussi faible que 0,05 Pa.

GRISSINGER (36) a mesuré le taux d'érosion de différents mélanges d'argiles soumis à des conditions d'écoulement uniforme dans un petit canal. La force tractrice appliquée a été estimée à 1,9 Pa (5). Il a noté que la stabilité du sol cohésif croît avec la teneur en argile et inversement avec l'indice des vides et la température. Les travaux de Grissinger montrent que la Na montmorillonite est plus résistante que le Ca montmorillonite

Propriété du sol	Equations générales
Indice de plasticité I_p	$\tau_c = 0,00771 + 0,0233(1,2-e) + [0,00079 + 0,00035(e-1,2)] I_p$
Taux de dispersion T_D	$\tau_c = [0,0322 + 0,0086(1,2-e)] (10) - nT_D$ où $n = 0,00452(10)^{0,32(1,2-e)}$
Résistance au scis- somètre $S_v(\text{lb}/\text{pi}^2)$	$\tau_c = [0,0140 + 0,00192(1,2-e)] (S_v/10)^n$ où $n = 0,205(10)^{-0,61(1,2-e)}$

$e = \text{indice des vides}$

Tableau 1.6 Equations générales de la force tractrice critique, en lb/pi^2 , en fonction de la compaction combinée à diverses propriétés du sol (Lyle et Smerdon, 1965).

contrairement à plusieurs autres résultats connus (4, 5, 42, 48).

Suite à des essais d'érosion sur des argiles commerciales, LIOU (48) rapporte qu'à de fortes teneurs en eau, de 3 à 8% au-dessus de la limite liquide, la kaolinite a une résistance à l'érosion supérieure à la montmorillonite. Cette comparaison est valide même après plusieurs traitements chimiques. La kaolinite a de forts liens entre ses particules et n'est pas sujette à une dispersion rapide dans l'eau. La montmorillonite, par contre, gonfle à cause de l'eau absorbée entre ses couches et est sujette à la dispersion. Les auteurs concluent que les argiles montmorillonite sont plus faciles à éroder que les argiles kaolinite et illite, et qu'un traitement au CaCl_2 tend à stabiliser les sols argileux. Les résultats de Liou sont présentés au tableau 1.7.

EINSELE et al. (23) ont conduit des essais d'érosion en canal sur des argiles artificiellement sédimentées en dépôts qui sont parfois soumis à une compaction supplémentaire. Des échantillons sont prélevés délicatement de ces dépôts et placés au fond du canal. La force tractrice est évaluée par le profil de vitesse au fond du canal. Trois modes d'érosion sont observés: un arrachement continu de particules, une érosion discontinue par blocaux et une déformation de la surface argileuse avec arrachement de particules sur les crêtes. Selon

Composition de l'eau interstitielle	Résistance à l'érosion (Pa)	
	kaolinite	montmorillonite
Eau distillée	> 4,36	0,11
0,01 NaCl	> 4,36	0,09
0,10 NaCl	> 4,36	0,25
1,0 NaCl	> 4,36	1,82
0,01 CaCl ₂	> 4,36	0,10
0,10 CaCl ₂	> 4,36	0,57
1,0 CaCl ₂	> 4,36	> 4,36

Tableau 1.7 Résistance à l'érosion des argiles kaolinite et montmorillonite (Liou, 1970).

les auteurs, les différents modes d'érosion révèlent que la susceptibilité à l'érosion est particulièrement affectée par les propriétés structurales acquises lors de la formation du dépôt. Une argile homogène est érodée au niveau des particules et une argile hétérogène est brisée le long de fissures ou de discontinuités générées durant la déposition par compaction différentielle ou gonflement du matériau préconsolidé. Les auteurs concluent que la force tractrice critique ne dépend pas seulement du type d'argile, de l'indice des vides et de la résistance au cisaillement mais aussi de l'histoire géologique du dépôt et les hétérogénéités qui en découlent.

1.3.2 Jet submergé

DUNN (21) a utilisé un jet submergé pour déterminer la résistance à l'érosion de sols cohésifs traités. Durant l'essai, la surface du sol cohésif est soumise à l'action érosive du jet. La force tractrice est évaluée d'une courbe de calibration établie avec une plaque de friction placée à l'endroit du cisaillement maximum (figure 1.5). D'après ses travaux il existe une relation linéaire entre la force tractrice critique et la résistance au scissomètre (exprimée en lb/pi^2),

$$\tau_c = 0,02 + \frac{S_v + 180}{1000} \tan \theta^0 \quad (1-7)$$

où $\theta^0 = 0,6 U_f$ pour $0 < I_p < 6$

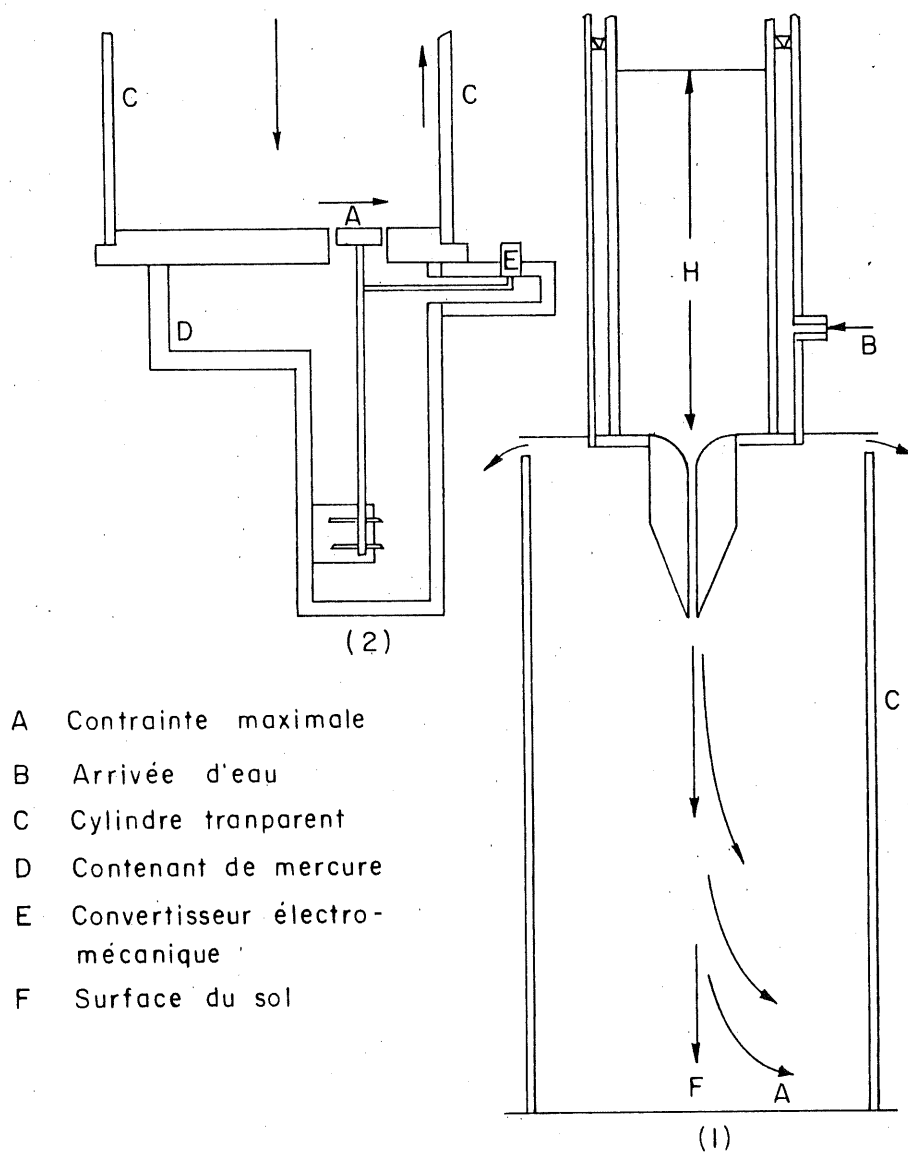


FIGURE 1.5 _INSTALLATION EXPERIMENTALE DU JET
 SUBMERGE (1) ET MECANISME DE CALIBRATION (2)
 (Dunn , 1955)

$$\theta^0 = 30 + 1,73 I_p \text{ pour } 5 < I_p < 16$$

U_f : pourcentage des particules inférieures à
0,06 mm.

Les sols utilisés par Dunn ont une résistance au scissomètre inférieure à 26,3 kPa. Les forces tractrices critiques évaluées pour ces sols varient de 2,4 à 24,0 Pa.

MOORE et MASCH (54) ont fait des essais avec le jet submergé. La forme de la surface affouillée est observée pour un sol remanié et intact. Le taux d'affouillement est mesuré par la perte en poids et les résultats sont présentés avec des paramètres adimensionnels. Il ressort de cette étude que le jet submergé ne permet pas l'application d'un cisaillement uniforme et cause une certaine ambiguïté dans les résultats obtenus.

1.3.3 Cylindre rotatif

MOORE et MASCH (54) ont élaboré le cylindre rotatif. Ce nouvel appareil est décrit comme ayant la possibilité de mesurer directement le cisaillement hydraulique développé à la surface d'un échantillon cylindrique de sol cohésif (figure 1.6). L'installation consiste en un cylindre rotatif extérieur mis en mouvement à l'aide d'un moteur à vitesse variable. Le cylindre central intérieur est le sol cohésif. L'espace entre les deux cylindres est rempli d'eau. Lorsque le cylindre extérieur tourne

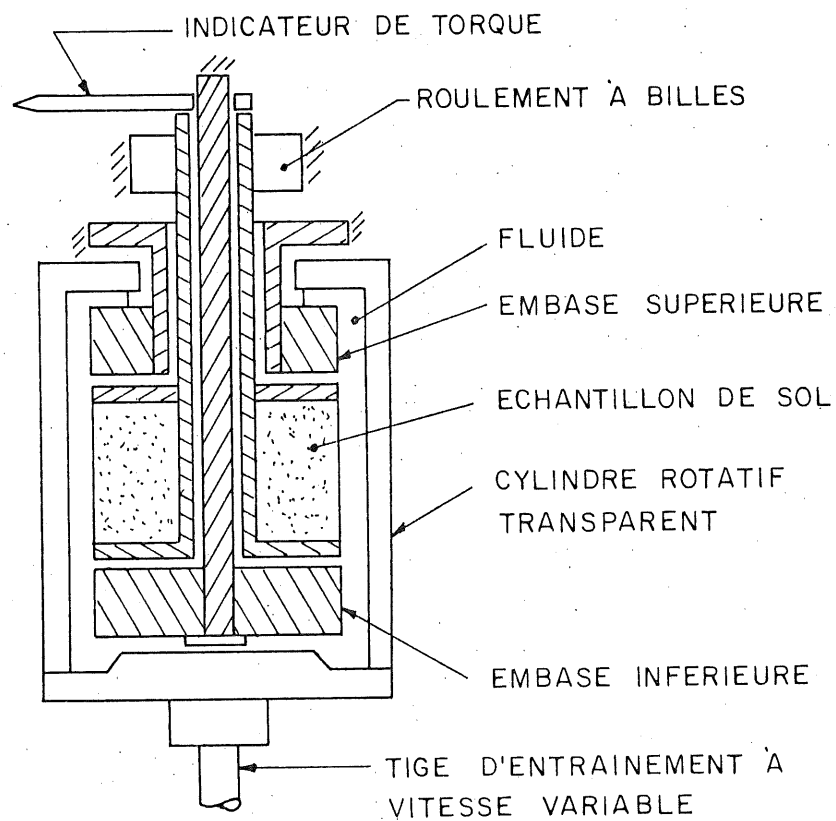


FIGURE 1.6_ INSTALLATION EXPERIMENTALE DU CYLINDRE
ROTATIF .(Moore and Marsh , 1962)

à une vitesse donnée, l'eau contenue dans l'espace entre les deux cylindres est entraînée et exerce une contrainte de cisaillement sur la surface du sol et un torque sur le tube central. Le torque est mesuré et la force tractrice en est déterminée.

La force tractrice critique est obtenue par observation visuelle de la turbidité de l'eau et par la perte en poids de l'échantillon qui est pesé à intervalles fixes. A des forces tractrices supérieures au seuil critique, le taux d'érosion croît linéairement et permet une extrapolation des valeurs mesurées à la force tractrice critique (4).

Plusieurs chercheurs ont exploité le cylindre rotatif. Afin d'assurer une force tractrice uniforme, ils ont utilisé des échantillons homogénéisés. MASCH et al. (51), ESPEY (28) et REKTORIK et SMERDON (63) ont obtenu des relations entre la force tractrice critique et des propriétés du sol telles la teneur en eau et la résistance au scissomètre (figure 1.7). Leurs résultats montrent que la force tractrice critique diminue avec la résistance au scissomètre et avec l'augmentation de la teneur en eau. Les forces tractrices critiques mesurées couvrent un domaine très étendu allant de 10 à près de 200 Pa. Une grande dispersion des résultats est observée pour des sols ayant des caractéristiques géotechniques voisines.

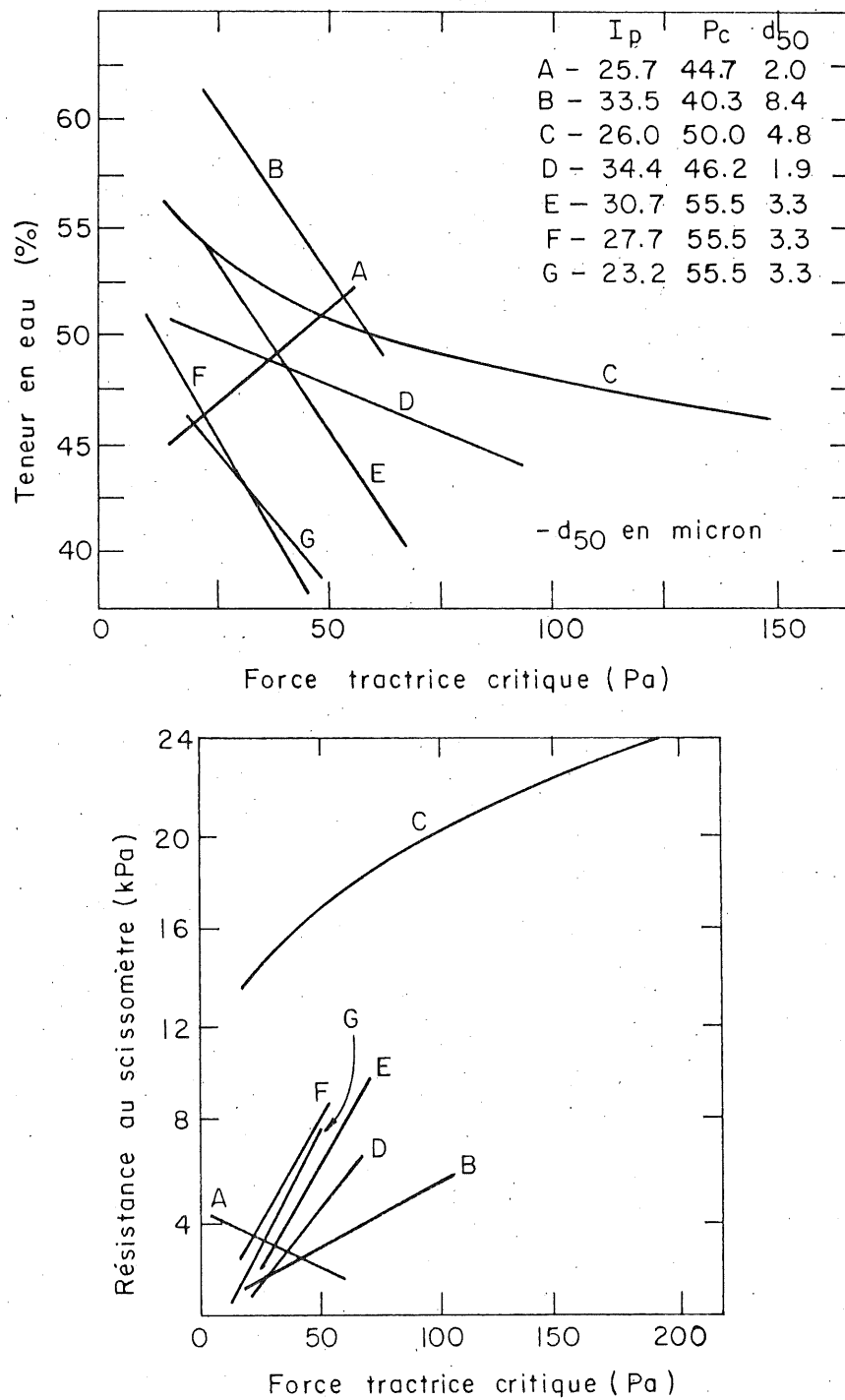


FIGURE 1.7 - FORCE TRACTRICE CRITIQUE RELIEE A LA TENEUR EN EAU ET A LA RESISTANCE AU SCISSOMETRE (Espey, 1963, et Rektorik & Smerdon, 1963).

ARULANANDAN et al. (4,5) et SARGANUM (68) ont utilisé le cylindre rotatif pour étudier l'effet de la composition chimique et de la concentration de l'électrolyte dans l'eau interstitielle. La composition chimique de l'eau interstitielle est décrite par le rapport du sodium absorbé,

$$\text{SAR} = \text{Na} / \sqrt{0,5 (\text{Ca} + \text{Mg})} \quad (1-8)$$

où les concentrations sont définies en milliéquivalents par litre. Les auteurs concluent que la composition chimique (SAR) et la concentration (C) de l'électrolyte dans l'eau interstitielle ont un effet sur le seuil critique d'érosion des sols cohésifs. La force tractrice critique augmente avec une diminution du SAR et une augmentation de la concentration de l'électrolyte (figures 1.8 et 1.9). La figure 1.10 montre comment une augmentation de la concentration de NaCl dans le fluide érodant peut affecter le taux d'érosion et amener une augmentation de la force tractrice critique. SARGANUM (68) est allé à la limite de l'appareil, environ 40 Pa, sans érosion en utilisant de l'eau à une même concentration que l'eau interstitielle de l'échantillon employé. L'effet du minéral argileux a été étudié. Les résultats montrés à la figure 1.11 démontrent l'influence du SAR pour trois minéraux argileux. Pour un SAR, une teneur en eau et une concentration de l'électrolyte semblables, l'argile montmorillonite est moins érodable que les argiles illite et

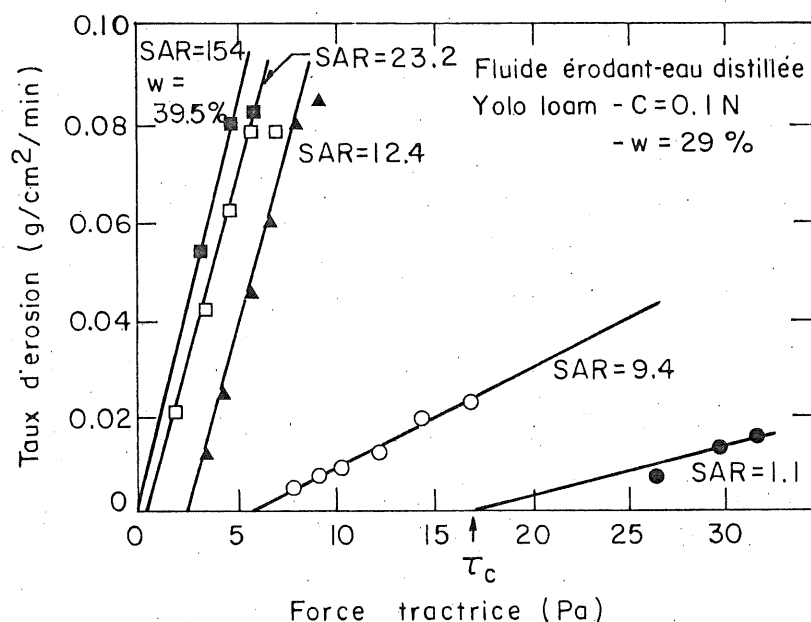


FIGURE 1.8 _ RELATION ENTRE LE TAUX D'ÉROSION ET LA FORCE TRACTRICE POUR DIFFÉRENTS SAR.
(Arulanandan et al., 1973)

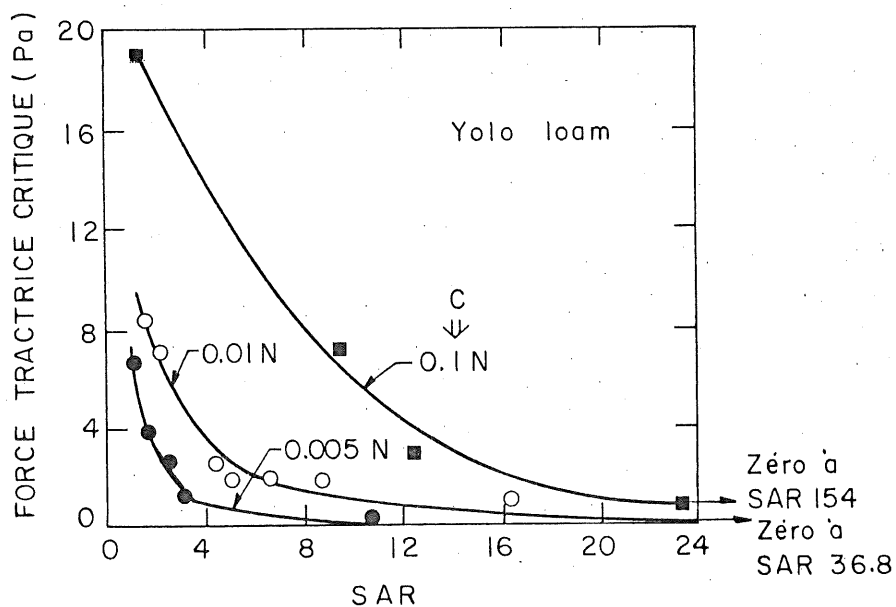


FIGURE 1.9 _ RELATION ENTRE LA FORCE TRACTRICE CRITIQUE ET LE SAR POUR DIFFÉRENTES CONCENTRATIONS DE L'ELECTROLYTE DANS LE FLUIDE INTERSTITIEL.
(Arulanandan et al., 1973)

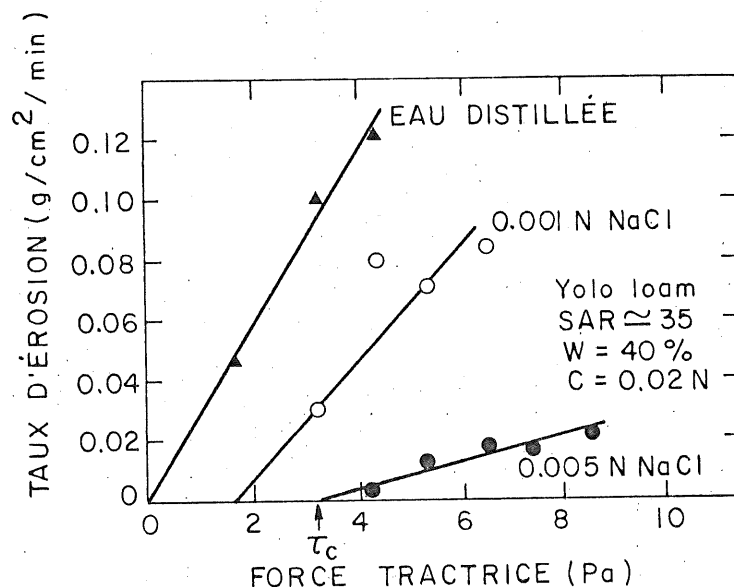


FIGURE 1.10 _ RELATION ENTRE LA FORCE TRACTRICE ET LA CONCENTRATION DU FLUIDE ERODANT.
 (Arulanandan et al., 1973)

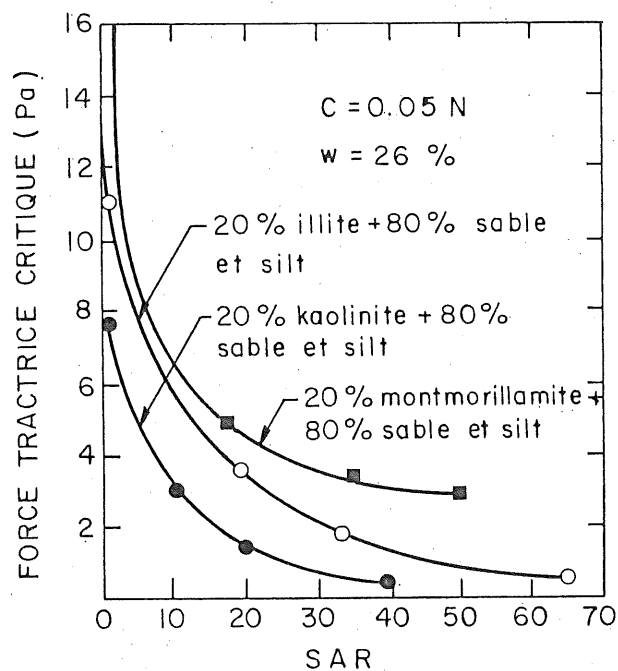


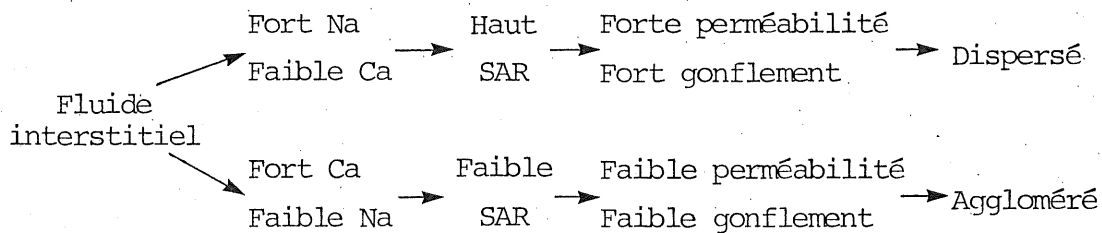
FIGURE 1.11 _ RELATION ENTRE LA FORCE TRACTRIQUE CRITIQUE ET SAR POUR DIFFÉRENTS TYPES D'ARGILE.
 (Arulanandan et al., 1973)

kaolinite.

KANDIAH (42) a mené une grande étude sur l'érosion des sols cohésifs à l'aide du cylindre rotatif. Cette étude a porté principalement sur l'influence du pH, de la capacité d'échange en cations, de la température, du SAR et de la présence de matière organique. Les résultats obtenus montrent que la force tractrice critique diminue avec une augmentation du pH (figure 1.12) et de la température. La force tractrice critique d'un mélange saturé contenant 30% d'illite varie linéairement avec la température absolue T ,

$$\tau_c = 0,000018 e^{\left(\frac{4097,5389}{T}\right)} \text{ avec } r = 0,999. \quad (1-9)$$

La présence de matière organique tend à stabiliser le sol cohésif à l'état sec et saturé. La capacité d'échange en cations en relation avec la force tractrice critique et le SAR est indiquée à la figure 1.13. On note que la relation entre la force tractrice critique et la capacité d'échange en cations est inversée selon que le SAR soit élevé ou faible. Kandiah explique ce phénomène par l'activité de surface des minéraux argileux qui est d'ailleurs plus accentuée chez la montmorillonite.



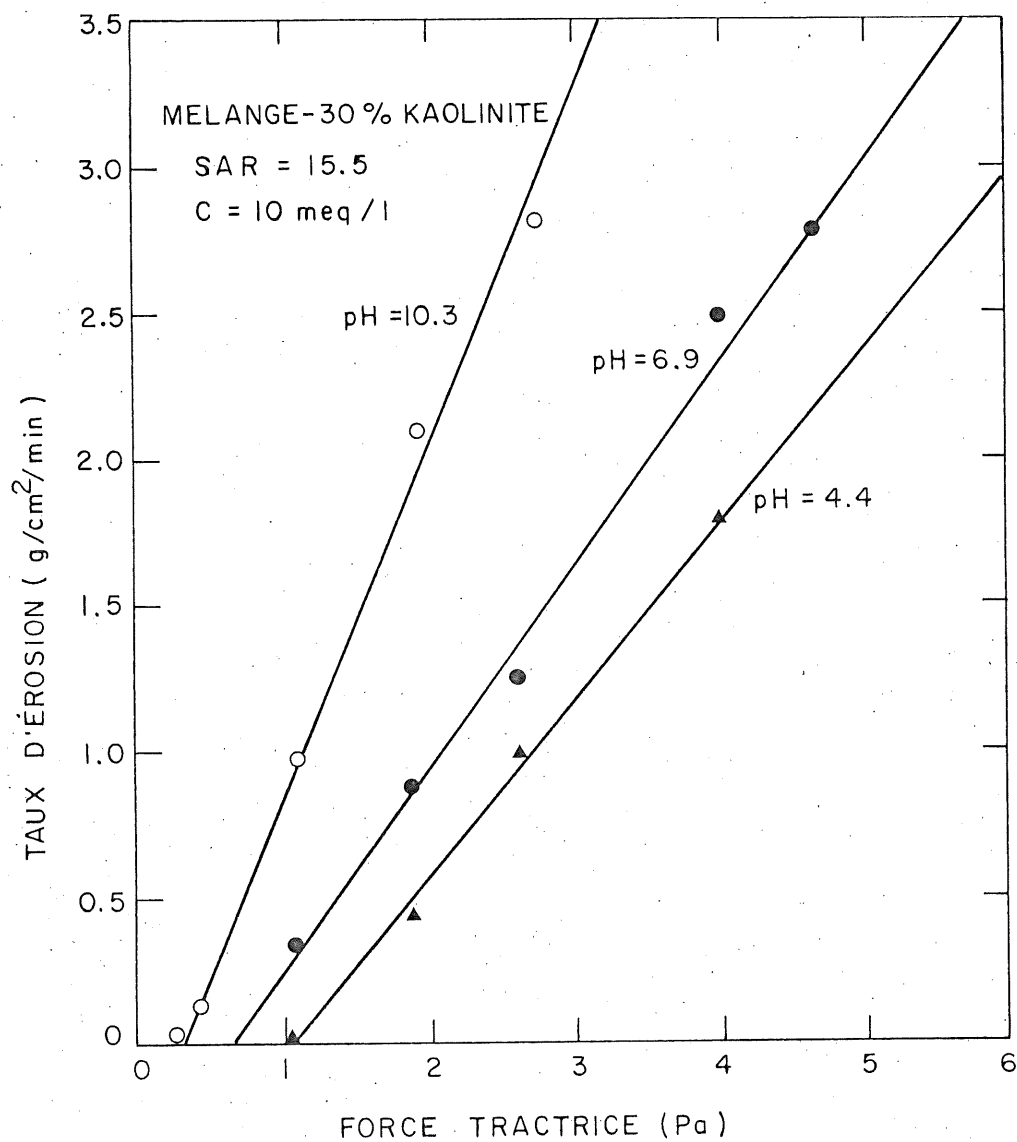


FIGURE 1.12_TAX D'ÉROSION EN FONCTION DE LA FORCE TRACTRICE POUR UNE ARGILE KAOLINITE À TROIS VALEURS DE pH (Kandiah, 1974)

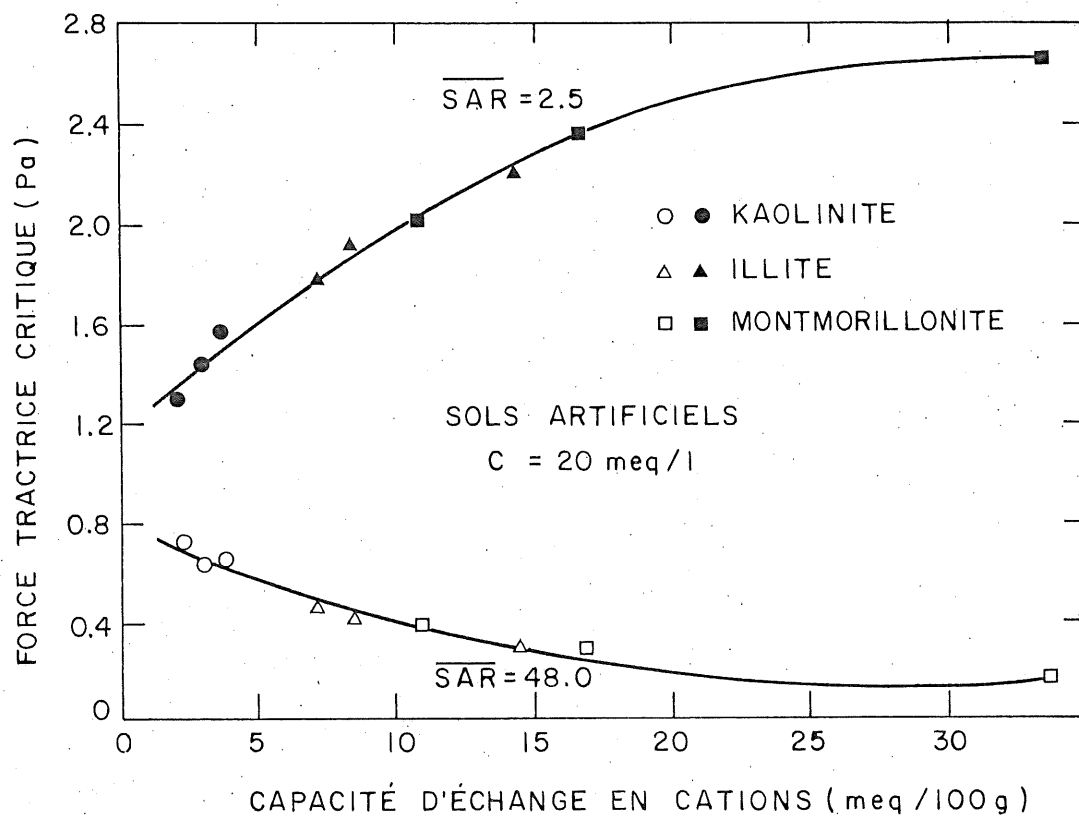


FIGURE 1.13 - RELATION ENTRE LA FORCE TRACTRICE CRITIQUE
ET LA CAPACITÉ D'ÉCHANGE EN CATIONS.
(Kandiah, 1974)

KANDIAH et ARULANANDAN (43) ont comparé les forces tractrices critiques d'un même sol évaluées sur le cylindre rotatif d'une part et un canal de laboratoire d'autre part. Les résultats sont identiques mais pour une même force tractrice le taux d'érosion varie d'un appareil à l'autre.

1.3.4 Argiles dispersives et "pinhole test"

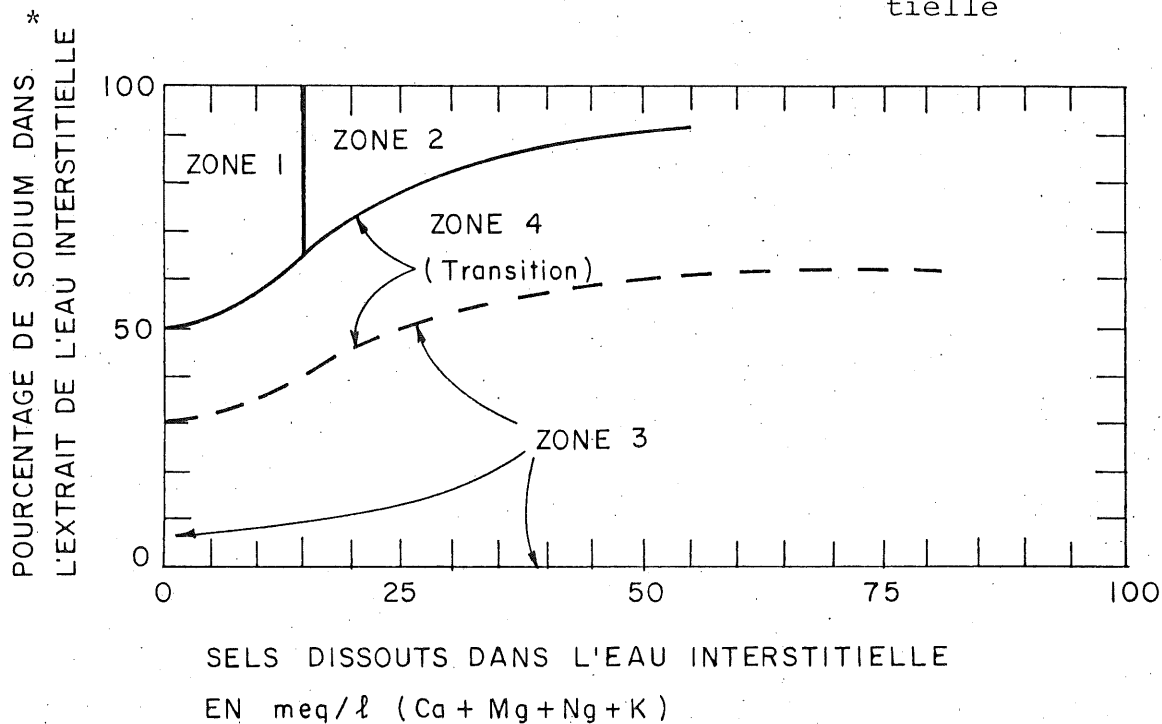
Suite à une expertise étendue sur la rupture de barrages en terre, SHERARD et al. (71) ont démontré que certaines argiles sont très susceptibles à s'éroder au niveau des particules colloïdales. Ces argiles dites "dispersives" ont généralement une forte proportion de sodium dissout dans leur eau interstitielle. Il en résulte une force nette de répulsion entre les particules. Les forces d'attraction de Van der Waals sont inférieures aux forces de répulsion de la double couche. Shérard et al. ont établi une corrélation entre les propriétés chimiques de l'eau interstitielle¹ et la résistance à l'érosion des ouvrages en terre analysés. Un sommaire de la corrélation établie entre la chimie de l'eau interstitielle et le comportement de cette argile dans les ouvrages en terre est présenté à la figure 1.14.

SHERARD et al. (73) ont développé un nouvel essai

1. On note ici que l'eau interstitielle est prélevée par succion d'une pâte saturée. Cette pâte saturée est obtenue en homogénéisant l'échantillon et en amenant sa teneur en eau près de la limite liquide.

$$* \text{ Pourcentage de sodium} = \frac{\text{Na} \times 100}{\text{Ca} + \text{Mg} + \text{Na} + \text{K}}$$

Tous en meq/l
d'eau intersti-
tielle



Zones 1 et 2 incluent presque tous les échantillons d'argile de barrages qui ont rupturé par des brèches dans l'Oklahoma et le Mississippi. Ces échantillons montraient une très forte dispersion en laboratoire. Argiles très érodables.

Zone 1 inclut tous les échantillons de 16 barrages d'argile qui furent endommagés par une érosion en tunnel lors de précipitations (Vénézuéla, Oklahoma, Mississippi, Arkansas, Tennessee et Texas).

Zone 3 inclut les argiles résistantes à l'érosion.

Zone 4 est la zone de transition. La plupart des échantillons de cette zone ont une faible dispersion en laboratoire. La limite inférieure de cette zone n'est pas très bien établie.

FIGURE 1.14-SOMMAIRE DE LA CORRELATION ETABLIE ENTRE LA CHIMIE DE L'EAU INTERSTITIELLE ET LE COMPORTEMENT DE CETTE ARGILE DANS LES OUVRAGES EN TERRE (Sherard et al., 1972)

de laboratoire pour identifier les argiles dispersives. Cet essai est connu sous le nom de "Pinhole Test". Un écoulement d'eau distillée est forcé au travers d'un trou percé dans l'échantillon. Le trou est percé avec une aiguille de 1 mm de diamètre. L'eau circulant au travers d'un échantillon de sol dispersif devient brouillé, tandis que l'eau circulant au travers d'un sol résistant à l'érosion demeure limpide. Le montage expérimental est présenté à la figure 1.15. La nature dispersive des sols est classée en trois (3) catégories. Les sols dispersifs cèdent sous l'écoulement forcé par une hauteur d'eau de 50 mm. Les sols intermédiaires érodent lentement sous une tête d'eau de 50 ou 80 mm. Les sols non dispersifs ne produisent aucune érosion colloïdale sous une tête d'eau de 380 à 1020 mm. Les résultats de l'essai sont évalués selon l'apparence de l'eau à la sortie, la constance du débit pour une même charge hydraulique et la dimension finale du trou. L'essai ne prétend pas être quantitatif et mesurer le taux d'érosion; il est décrit comme un essai d'identification. La classification des résultats de l'essai est décrite au tableau 1.8.

Plusieurs sols cohésifs d'origines diverses ont été soumis au "Pinhole Test" ainsi qu'à l'analyse chimique de l'eau interstitielle, l'évaluation du taux de dispersion et un essai appelé "Crumb Test". Le "Crumb Test" consiste en l'immersion d'un petit galet de sol cohésif dans l'eau, la dispersion est observée directement et qualifiée

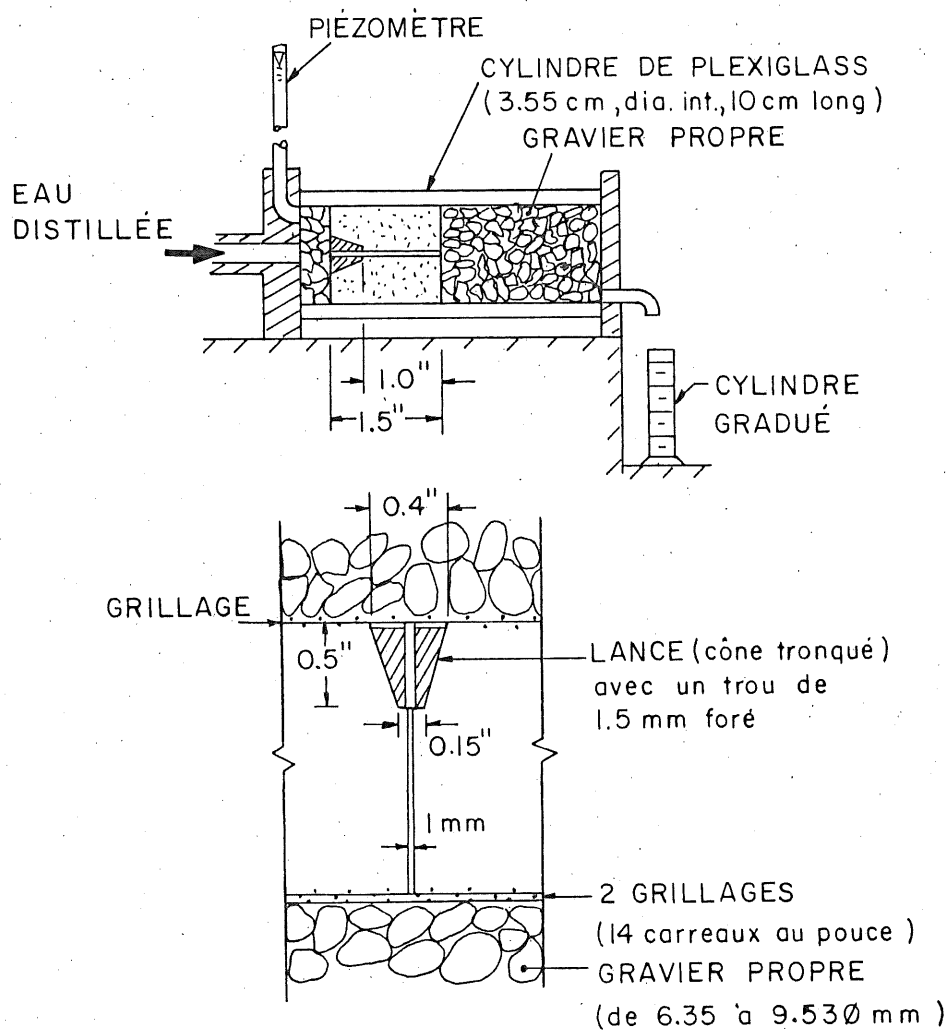


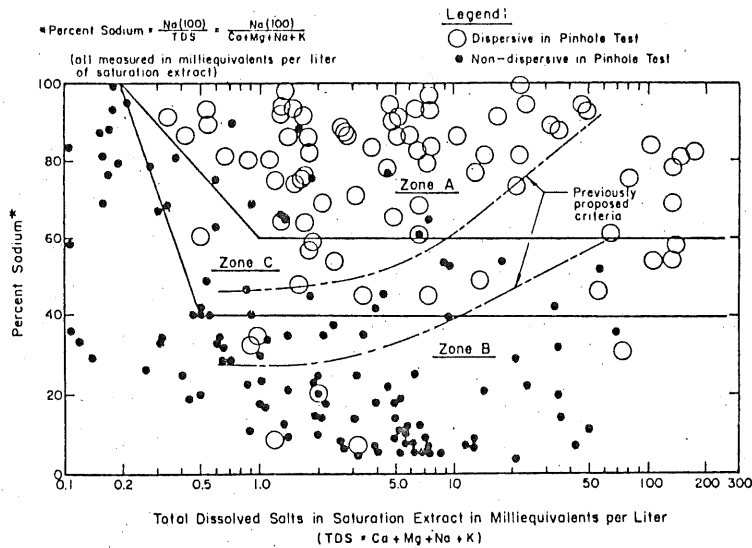
FIGURE 1.15 _ INSTALLATION EXPÉRIMENTALE DU " PINHOLE TEST " ET LE DETAIL DE LA SECTION CONTENANT L'ÉCHANTILLON (Sherard et al , 1976)

Classification des résultats de l'essai	Classification du sol
D1 et D2	Sols dispersifs: rupture rapidement sous une charge de 50 mm.
ND4 et ND3	Sols intermédiaires: érode lente- ment sous une charge de 50 ou 180 mm.
ND2 et ND1	Sols non dispersifs: aucune érosion sous une charge de 380 ou 1020 mm.

Tableau 1.8 Classification des résultats de l'essai
"Pinhole Test".

selon 4 niveaux. Il ressort de cette étude de laboratoire que la quantité relative de sodium dissout est le principal facteur qui détermine si une argile est dispersive ou non. La grande majorité des sols seront dispersifs ou non dispersifs si la salinité de leur eau interstitielle les situent respectivement dans les zones A et B définies à la figure 1.16. Le taux de dispersion s'est révélé un bon indicateur tandis que le "Crumb Test" semble beaucoup moins sensible. SHERARD et al. (72) affirment que pour évaluer la dispersion, le "Pinhole Test" et l'analyse chimique de l'eau interstitielle doivent être faits. Pour les sols de la zone C et exceptionnellement pour des sols des zones A et B, seulement le "Pinhole Test" peut identifier la nature dispersive de ces argiles.

DASCAL et al. (18) ont évalué la susceptibilité à la dispersion d'une argile marine sensible du site



- Zone A : Les barrages en terre qui ont été endommagés ou ont rupturé étaient construits avec ces argiles. La plupart de ces sols sont dispersifs au "Pinhole Test".
- Zone B : La grande majorité de ces sols sont non-dispersifs. Un faible pourcentage de ces sols montrent une forte dispersion au "Pinhole Test" comme pour les sols de la zone A.
- Zone C : Les sols de ce groupe peuvent être dispersifs ou non-dispersifs. Quelques sols de ce groupe ont une réaction intermédiaire au "Pinhole Test" en ayant une érosion au niveau des colloïdes mais à un faible taux comparé à ceux de la zone A.

FIGURE 1.16_ SOMMAIRE DE LA RELATION ENTRE LA CHIMIE DE L'EAU INTERSTITIELLE ET DISPERSION ÉVALUÉE AU "PINHOLE TEST". (Sherard et al., 1976)

Outardes 2 dans le projet hydroélectrique Manicouagan-Outardes. Le taux de dispersion et l'analyse des sels dissouts ont indiqué que cette argile est très dispersive. Des "Pinhole Tests" conduits sur des échantillons naturels intacts et remaniés ont confirmé la forte dispersion de cette argile. Dascal et al. notent que le comportement en nature de cette argile est différent de celui d'une argile dispersive. Le dépôt d'argile n'a pas un caractère dispersif et résiste à l'érosion. Le remaniement des parois du trou d'épingle fait au travers de cette argile sensible peut expliquer la dispersion obtenue lors du "Pinhole Test". Pour vérifier cette hypothèse, des essais modifiés ont été conduits en prolongeant la période d'écoulement dans le trou. Après une période plus ou moins prolongée, l'eau devient claire et l'écoulement se stabilise sous des conditions hydrauliques sévères. Les auteurs concluent que le "Pinhole Test" ne fournit pas une indication satisfaisante de la susceptibilité à la dispersion et à l'érosion d'une argile marine intacte et cimentée de la mer de Champlain.

SCHAFER (69) remarque que le mûrissement après compaction change de façon significative les résultats du "Pinhole Test" de certains sols, même s'ils n'ont pas été séchés à l'air. Il suggère de modifier la procédure. Les sols classés dispersifs sans avoir mûri devraient être soumis à un nouveau "Pinhole Test" après mûrissement.

1.3.5 Viscosimètre et dispersion

YONG et al. (85) ont étudié la susceptibilité à la dispersion de l'argile en soumettant des boues argileuses à l'action d'un viscosimètre. L'écoulement quasi-plastique ou plastique de Bingham de la boue argileuse permet de définir son état de dispersion par ses caractéristiques rhéologiques telles la viscosité différentielle (η_d) et la contrainte de Bingham (τ_B). Un rhéogramme type est présenté à la figure 1.17. Leur étude a porté sur l'influence de la concentration en sel, l'influence des anions, l'effet de la minéralogie et du contenu en argile sur la susceptibilité à la dispersion de cette boue.

1.3.6 Ecoulement par un tube et par un tunnel

CHRISTENSEN et DAS (14) ont développé une installation expérimentale unique dans laquelle l'échantillon de sol cohésif est moulé sur les parois d'un tube en laiton. La force tractrice est évaluée par la quantité de mouvement et la formule de perte de charge par friction de Darcy Weisbach. Une approximation est faite sur le facteur de friction, f , qui varie peu avec les différences de rugosité dans le montage et avec la plage d'utilisation de l'appareil ($4000 < Re < 8000$), d'où

$$\tau = \frac{\rho f}{8} V^2 \quad (1-9)$$

Au début de leurs expériences, ils observent un taux

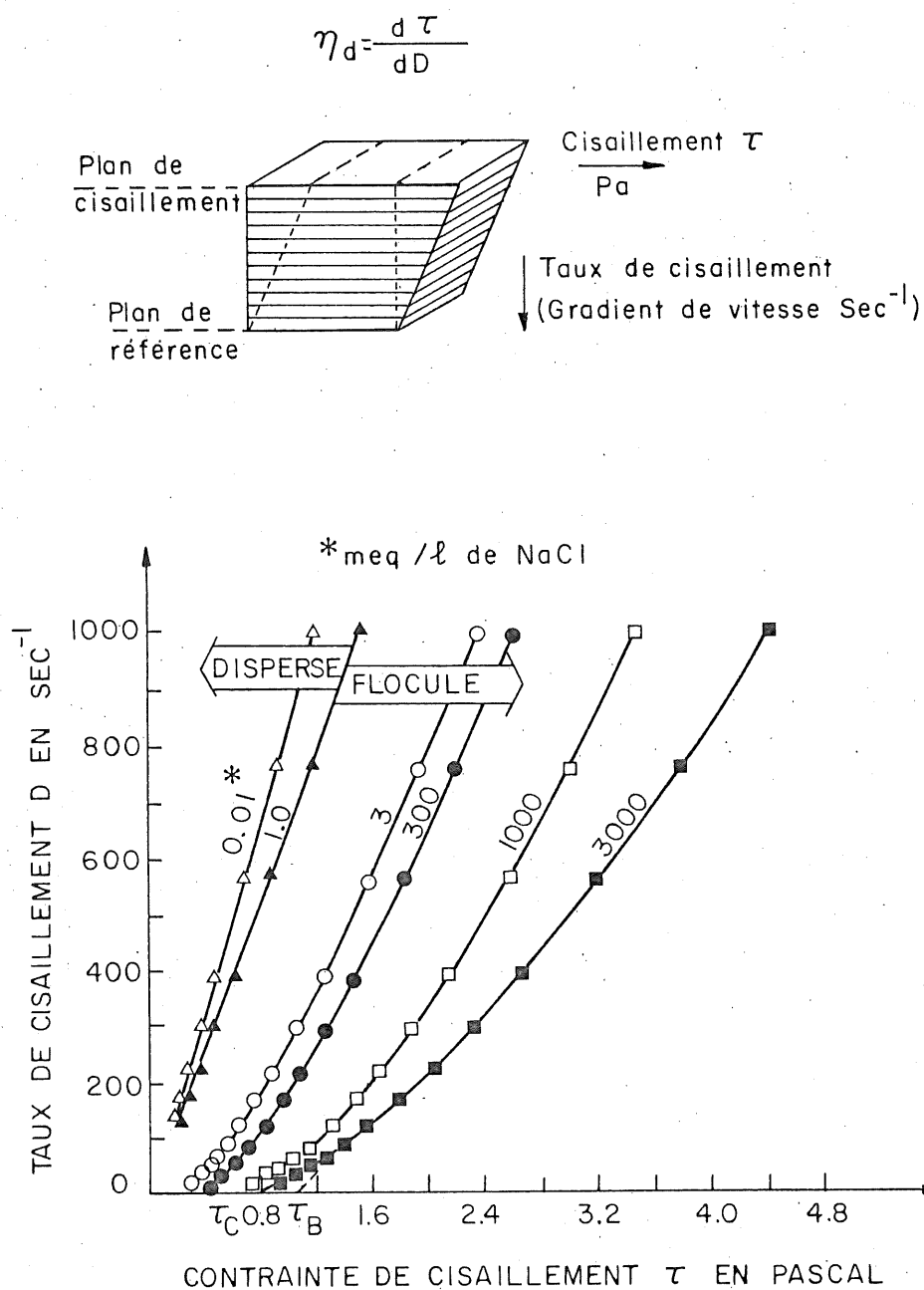


FIGURE 1.17 - RHEOGRAMME D'UNE ARGILE Na-KAOLINITE
 AVEC UNE CONCENTRATION EN SOLIDE DE 9,1%
 SUR LE POIDS DANS DIVERSES CONCENTRATIONS
 DE SOLUTIONS AQUEUSES DE NaCl.

(Yong et al., 1978)

d'érosion qui croît linéairement avec la force tractrice jusqu'à ce qu'une progression accentuée du taux d'érosion s'installe. Cette démarcation est définie comme la force tractrice critique. Christensen et Das remarquent que la description de l'érosion de surface par PARTENIADES et PAASWELL (59) et le fluage du sol par MITCHELL (53) suggèrent une similitude fondamentale dans le phénomène. Leur analyse a été faite avec la théorie du processus incrémental ("rate process theory"). Les valeurs des paramètres du processus incrémental, énergie d'activation et nombre de liens, sont consistantes avec celles obtenues d'un état de fluage continu. Les auteurs concluent de leurs résultats que la force tractrice, la durée de l'écoulement, le type et la teneur en argile ont une influence sur le taux d'érosion. Ils avancent que l'érosion des sols cohésifs saturés serait premièrement un processus de cisaillement qui peut être exprimé dans les termes de la théorie du processus incrémental.

Kelly et al. ont aussi élaboré une installation unique en utilisant un tunnel carré, 15,2 cm de côté et 3 m de long, installé sur un circuit fermé. Le sédiment fraîchement remanié est placé au fond du tunnel et a une surface exposée de $0,14 \text{ m}^2$. La suspension est évaluée par un laser calibré et la force tractrice à l'aide d'une plaque à friction. Deux types d'essais ont été réalisés, des accroissements successifs de la température ainsi que de la vitesse. Les résultats obtenus ont montré la

validité de la théorie du processus incrémental à l'érosion des sédiments cohésifs. Les énergies d'activation déterminées expérimentalement vérifient bien celles publiées antérieurement (14) avec une installation expérimentale pourtant différente. Ces résultats suggèrent que la résistance du sol est liée aux interactions entre les particules et la grandeur de leurs forces d'attraction qui elles-mêmes dépendent des facteurs physico-chimiques.

1.4 COMMENTAIRES SUR LA REVUE DE LA LITTÉRATURE

Cette revue de la littérature nous révèle l'intense activité de recherche sur l'érosion des sols cohésifs depuis le début des années 1960. La plupart de ces travaux et observations ont été faits sur des sols cohésifs de l'ouest des Etats-Unis. Les propriétés géotechniques et la minéralogie de ces sols cohésifs varient appréciablement de ceux du Québec. Il devient alors dangereux de retenir un de ces critères ou corrélations pour les appliquer à nos sols cohésifs. Il est futile de croire que des corrélations entre la force tractrice et diverses propriétés du sol tels l'indice de plasticité, la granulométrie et l'indice des vides peuvent avoir un caractère universel, surtout en ce qui concerne les sols cohésifs intacts. Leur application n'ont qu'une valeur locale et empirique pour les sols concernés. Toutefois, celles-ci sont de bons indicateurs des paramètres à considérer.

La gamme des valeurs de forces tractrices permises et critiques observées pour des sols cohésifs dans un même état est très étendue. Selon des observations in situ, cette gamme s'étend de 2 à 30 Pa pour des forces tractrices permises. Des travaux expérimentaux sur des sols cohésifs intacts ou peu dérangés, on a obtenu une gamme de forces tractrices critiques variant de 0,4 à 4,0 Pa si on exclut les vases marines où la force tractrice critique est inférieure à 0,1 Pa. La force tractrice critique évaluée en laboratoire est plus de cinq (5) fois moindre que celle permise à partir d'observations in situ. Les montages expérimentaux et procédures utilisées à date auraient pour effet d'abaisser le seuil de résistance à l'érosion des sols cohésifs intacts ou peu dérangés.

La grande majorité des travaux expérimentaux a porté sur des sols remaniés et traités de façons très variées afin de mieux contrôler les paramètres susceptibles d'influencer la résistance à l'érosion des sols cohésifs. Toutefois, la gamme des forces tractrices obtenues de ces travaux varient de 0 à 200 Pa. De même, de grands écarts existent entre les résultats de différents auteurs pour des sols cohésifs de propriétés semblables. Ils ont été noté à plusieurs reprises (14, 17, 42, 57, 58). Ceci est sûrement dû à plusieurs causes parmi lesquelles on peut citer: la définition ambiguë du seuil critique d'érosion, l'utilisation d'installations expérimentales différentes, les différences dans les modes de préparation des échantillons et l'emploi d'échantillons

aux propriétés mal définies. Par contre, les études les plus récentes sur l'érosion de sols cohésifs remaniés et traités ont permis de bien cerner l'influence de la minéralogie, des propriétés géochimiques des échantillons et de l'environnement électrochimique et même thermique.

Ainsi peu de travaux expérimentaux ont porté sur l'érosion de sols cohésifs à l'état intact et ceux disponibles ne sont pas récents. L'influence de la structure sur le mécanisme de résistance à l'érosion est méconnue.

CHAPITRE 2

ANALYSE DU PHENOMENE

De la revue de la littérature, nous avons remarqué que peu de travaux ont porté sur l'érosion d'un sol cohésif à son état intact. La plupart des études ont fourni des corrélations entre la force tractrice critique et diverses propriétés des sols considérés. Dans les études récentes de l'érosion de sols cohésifs remaniés, la nature du phénomène a été reliée de façon prépondérante à la minéralogie et à la physico-chimie. Il n'y a pas eu d'étude systématique de la nature de l'érosion d'un sol cohésif intact. Le présent chapitre a pour but d'identifier les variables qui affectent la résistance d'un sol cohésif intact, soit les forces internes, dites cohésives, et celles qui affectent la force tractrice, soit les forces externes, dites érosives. On ne peut prétendre étudier en détail l'influence de toutes les variables dans la présente étude et à cette fin les limites de la présente étude expérimentale seront définies.

2.1 FORCES INTERNES, COHESIVES

La cohésion d'un sol influence sa résistance au cisaillement. La limite liquide, limite de consistance, et la pénétration au cône suédois qui caractérisent la cohésion d'un sol sont des essais d'identification de la résistance au cisaillement. Toutefois, l'analyse des origines de la

cohésion demeure complexe car elle est l'expression d'un système de forces mécaniques, chimiques et électriques. La cohésion d'un sol argileux dépend de la minéralogie de sa fraction argileuse, de sa microstructure et de sa macrostructure argileuse, et aussi elle est influencée par la qualité de son environnement immédiat sujet à des variations sensibles.

Les forces cohésives d'un sol sont diminuées au remaniement à cause du bris de la microstructure développée lors de la diagenèse du massif argileux. De même le bris de la macrostructure entraîne une homogénéisation du sol argileux, avec une cohésion uniforme qui n'est pas représentative des hétérogénéités naturelles. Dans le présent chapitre, nous considérons l'argile à son état intact.

2.1.1 Minéralogie de la fraction argileuse

Les particules d'argile ont des dimensions de l'ordre du micron et une forme allongée. Le comportement de l'argile dépend plus des forces de surface que des forces de volume, comme la gravité. Les trois (3) minéraux argileux les plus abondants dans la nature sont la montmorillonite, l'illite et la kaolinite. Elles se distinguent particulièrement par leur surface spécifique (tableau 2.1) et par conséquent, par leur activité. Ces actions de surface sont de nature physico-chimique et électrochimique et affectent plusieurs propriétés dont les suivantes: la densité de charge, l'hydratation, la plasticité, la capacité d'échange en cations, le gonflement et la thixotropie. La minéralogie est un facteur

Argile	Montmorillonite	Illite	Kaolinite
Surface spécifique	800 m ² /g	80 m ² /g	15 m ² /g

Tableau 2.1 Surface spécifique des argiles montmorillonite, illite et kaolinite (Bowles, 1979).

déterminant dans le comportement d'un sol cohésif. Les minéraux argileux les plus abondants au Québec sont l'illite et la chlorite (32). Ces deux minéraux argileux ont une surface spécifique semblable (86). Mentionnons que la fraction argileuse qui est définie comme la proportion de particules inférieures à 2 microns est généralement composée à 75% et plus de minéraux non argileux en ce qui concerne nos argiles (49).

2.1.2 Microstructure argileuse

La microstructure est l'arrangement des particules, des groupes de particules, des pores d'un sol cohésif et des forces inter-particulaires (53). Le facteur le plus important qui influence la microstructure finale d'une argile est l'environnement électrochimique lors de la déposition des sédiments fins. Les structures floculées et dispersées de divers degrés de compacité et d'interconnections se forment selon que la déposition se fasse en eau marine, intermédiaire ou douce. La minéralogie et la granulométrie des sédiments fins influencent aussi

la microstructure de l'argile lors de sa déposition. La quantité et la qualité (SAR) de l'électrolyte dans l'eau interstitielle est un indicatif de la nature électrochimique de l'environnement de déposition.

A son origine, le dépôt de sédiments fins a une structure qui reflète l'environnement de sa déposition. Une fois en place, le dépôt est soumis à des variations de contraintes principalement dues à l'érosion de sa partie supérieure, à une réavance glaciaire et/ou aux fluctuations de la nappe phréatique. L'histoire des contraintes du dépôt explique en grande partie sa surconsolidation qui se traduit par une plus grande compacité, un indice des vides plus faible et des liens interparticulaires renforcés comparativement à ceux résultant uniquement de la pression de consolidation du dépôt. La consolidation du dépôt, et sa surconsolidation s'il y a lieu, contribuent à la résistance et à la cohésion de l'argile intacte.

D'autres facteurs tels la cimentation, la thixotropie, l'altération, le lessivage et l'action bactérienne, influencent l'évolution des liens inter-particulaires à travers la formation et l'âge du dépôt. Ces facteurs contribuent à une surconsolidation apparente de nos argiles, à l'exception du lessivage qui affaiblit les liens inter-particulaires (49).

2.1.3 Macrostructure argileuse

L'argile est formée de particules arrachées d'un massif rocheux, transportées et déposées en un endroit propre à leur sédimentation. Les variations saisonnières de la température entraînent des crues avec une augmentation de la capacité et de la vitesse de transport en sédiments des cours d'eau, et une variation conséquente du lieu de déposition des particules de diamètre semblable. Ainsi peut se former dans certaines conditions une alternance de lits de sédiments à granulométries différentes conduisant à des varves et laminations distinctes. Certains sédiments sont transportés par des glaciers qui laissent échapper leur charge en sédiments durant leur fonte. Ainsi nous pouvons retrouver un caillou isolé dans la matrice argileuse. Sa chute aura entraîné une perturbation dans les laminations auparavant parallèles. Des courants de densité sont aussi à l'origine de perturbations dans les laminations particulièrement dans les argiles lacustres et postglaciaires (61).

Plus le lieu de sédimentation est éloigné de la source du sédiment, d'autant plus la macrostructure sera uniforme et homogène. La réciproque est vraie.

2.1.4 Environnement immédiat

La qualité de l'environnement immédiat est

susceptible d'affecter considérablement les forces de cohésion. Ainsi des études expérimentales ont montré l'influence de la température sur le taux d'érosion d'une argile remaniée (14, 36, 45, 54). La qualité de l'eau de l'écoulement, qui peut être définie par sa salinité et son pH, agit directement sur les propriétés géochimiques du sol cohésif qui influencent particulièrement la cohésion du sol cohésif remanié (5, 42, 71). De même les forces d'infiltration auront un effet stabilisateur selon qu'il y ait infiltration de l'eau de l'écoulement vers le milieu poreux du sol cohésif et l'effet contraire pour l'inverse. L'environnement créé lors des études de laboratoire doit être maintenu constant et bien défini car il peut être une variable déterminante.

2.2 FORCES EXTERNES, EROSIVES

Deux forces externes agissent dans le processus d'érosion d'une argile intacte saturée: la force tractrice et la force abrasive.

2.2.1 Force tractrice

La turbulence d'un écoulement est caractérisée par des fluctuations de la vitesse des particules du fluide érodant. En général, l'intensité de ces fluctuations croît avec la vitesse moyenne de l'écoulement et la dimension des aspérités sur le fond. Le vecteur de la vitesse instantanée d'une particule de fluide est la

somme des vecteurs de la vitesse moyenne temporelle et des composantes de la fluctuation. Prenant les composantes de la fluctuation de la vitesse comme v_y et v_x , respectivement, normale à et dans le sens de l'écoulement, REYNOLDS (64) a démontré que la contrainte de cisaillement moyenne d'un écoulement turbulent prend la forme suivante,

$$\tau = |\rho \overline{v_x v_y}| \quad (2-1)$$

où $\overline{v_x v_y}$ est la valeur moyenne du produit des composantes de la fluctuation. La contrainte de cisaillement, ou force tractrice, est donc reliée et soumise aux fluctuations d'un écoulement turbulent. Ce concept analyse l'action ponctuelle de la force tractrice.

D'une façon plus globale la force tractrice est aussi une résultante des forces hydrodynamiques de traînée qui agissent dans le sens de l'écoulement. Elle est appliquée sur les particules et aspérités à la paroi du lit. Les caractéristiques de l'écoulement et la rugosité de la surface exposée sont les paramètres les plus déterminants de l'intensité de la force tractrice. D'autres facteurs, tels la suspension, la température, les courants secondaires, les vagues et pulsations, influencent son intensité et sa distribution dans le temps et dans l'espace. Ces facteurs ne seront pas considérés dans la présente étude puisque nous utiliserons une valeur moyenne de la force tractrice. Toutefois, c'est la force tractrice

localement la plus intense et instantanément la plus élevée qui est à l'origine du processus d'érosion. Les instruments de mesure utilisés ne nous permettent malheureusement pas cette précision.

Les forces hydrodynamiques de traînée et de soulèvement au niveau d'une aspérité sont influencées par la hauteur et la forme de cette rugosité (62). La plupart des études traitant des forces hydrodynamiques ne considèrent que la force de traînée. La force hydrodynamique de soulèvement n'apparaît pas explicitement. Mais puisque les fonctions résultantes d'une analyse dimensionnelle sont déterminées expérimentalement et parce que la force de soulèvement dépend des mêmes variables que la force de traînée, l'effet du soulèvement est automatiquement considéré peu importe sa grandeur. Ces fonctions sont bien connues pour des particules sphériques et des granulaires assortis ou non (12, 26). L'action des forces hydrodynamiques sur une surface lisse, ponctuée de cavités et de fissures, est très différente et plus complexe. L'analyse des forces hydrodynamiques sur de telles surfaces n'a pas fait l'objet d'étude connue.

La particule individuelle d'une argile subit une attaque hydraulique particulièrement par les forces visqueuses de l'écoulement. Elle est noyée dans la sous-couche laminaire d'un écoulement turbulent compte tenu de sa dimension qui est de l'ordre du micron. La partie

franchement laminaire de cette sous-couche laminaire peut être approximée (19) par

$$\delta_\ell \approx \frac{3.5\nu}{u_*} = \frac{3.5 \nu}{\sqrt{\tau/\rho_w}} \quad (2-2)$$

Cette approximation correspond à la démonstration de COLEBROOK et WHITE (15) montrant que pour un régime d'écoulement autour d'une particule définie par l'équation (2-3), celle-ci est un obstacle singulier à l'écoulement et est soumise aux forces de la turbulence.

$$Re_* = \frac{u_* d}{\nu} > 3.5 \quad (2-3)$$

Ainsi pour qu'une particule d'argile d'une grandeur de 2 microns soit soumise de façon soutenue aux forces de la turbulence, une force tractrice locale de l'ordre de 3 kPa doit être appliquée. L'instabilité de cette sous-couche laminaire a été démontrée par EINSTEIN et HUON-LI (27) afin d'expliquer plusieurs phénomènes dont le transfert de sédiments fins de cette sous-couche laminaire à la zone de turbulence. Ainsi la particule individuelle d'une argile serait soumise alternativement à des forces de turbulence et de viscosité. La force hydrodynamique de soulèvement étant engendrée par la turbulence, les particules fines seraient moins susceptibles d'être arrachées individuellement mais plutôt groupées en une aspérité, puisque la turbulence augmente avec la dimension de l'aspérité. L'action du cisaillement au niveau

de la particule individuelle demeure un phénomène complexe compte tenu de l'importance des forces de viscosité.

2.2.2 Force abrasive

La force abrasive est la force appliquée par des éléments déplacés par l'eau de l'écoulement. Elle est appliquée dans le sens de l'écoulement. C'est une force tractrice appliquée par des éléments autres que l'eau. Les sédiments transportés par charriage et saltation ont une action abrasive sur le fond. Il en est de même pour tout autre corps transporté. L'érosion par abrasion est très active dans les rivières du nord du Québec due aux glaces qui sont emportées par ces rivières (38). L'action de cette force ne sera pas étudiée dans ce mémoire mais elle peut être très active dans la nature compte tenu des éléments charriés et transportés par l'écoulement.

2.3 HYPOTHESES SUR LES MECANISMES D'EROSION

Deux formes d'érosion ont été observées dans la revue de la littérature, parfois de façon jumelée, souvent de façon isolée (21, 34, 52, 54, 58). D'une part on observe une érosion de blocaux, dite de masse, et d'autre part on observe une érosion au niveau des particules, dite de surface.

La première forme d'érosion relève d'un grand nombre de facteurs apparemment aléatoires particulièrement dus à la présence de fissures et de plans de faiblesse naturels ou induits en laboratoire. Cette dernière cause peut expliquer

la faible résistance à l'érosion des sols cohésifs intacts lorsqu'évaluée en laboratoire comparativement à celle estimée à partir d'observations sur le terrain. Outre la force tractrice parmi les conditions nécessaires à initier l'érosion de masse, il faut considérer le poids du bloc au entraîné, la résistance au cisaillement des parties liées par des forces de cohésion et la friction entre les parties libres, fissures ou plans de faiblesse, du plan de rupture.

La deuxième forme d'érosion, au niveau des particules, ne serait fonction que de la force tractrice et de la résistance du sol donnée par sa cohésion. MIRTSKULAVA (52) a rapporté que la pression hydrostatique avait un effet stabilisateur sur un agrégat cohésif puisqu'au contact entre les agrégats des sols cohésifs la charge hydrostatique n'est pas transmise. KARASEV (44) a aussi considéré l'effet stabilisateur de la pression hydrostatique sur les particules et agrégats de sols cohésifs en soutenant que la charge hydrostatique n'était pas transmise par la couche d'hydratation aux points de contact entre les particules cohésives. A la lumière de la théorie des contraintes effectives, cette approche est grandement discutable. Les résultats expérimentaux donnés par ces auteurs russes indiquent qu'une argile dispersive se dégrade en plus petites parties qu'une argile non dispersive et serait en ce cas plus susceptible à une érosion au niveau des particules fines. Ainsi nous croyons que l'érosion au niveau de la particule élémentaire d'une argile se produirait particulièrement si celle-ci a des

caractéristiques dispersives, soit lorsque la force d'attraction entre les particules est minime. Cette force d'attraction peut même être négative dans le cas de sols cohésifs dispersifs à l'état intact et non saturé (55). Ainsi l'érosion de surface de nos argiles structurées, où les forces de cohésion sont très fortes, se produirait plutôt au niveau de petites agglomérations de particules fines susceptibles d'être soumises aux forces soutenues de la turbulence.

2.4 LIMITES DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

Dans la présente étude expérimentale nous ne chercherons pas à obtenir une compréhension complète de l'action de chacune des variables identifiées aux forces de cohésion et d'érosion (figure 2.1). Ce travail est d'une ampleur considérable. Ainsi les forces de cohésion et l'effet de structure des argiles utilisées seront définis par la résistance au cisaillement évaluée au cône suédois qui en est un bon indicateur (33). La granulométrie, les limites de consistance, la teneur en eau et certaines propriétés des argiles utilisées seront indiquées. L'eau utilisée en laboratoire sera d'une qualité égale pour chacune des séries d'essais entreprises. Les montages expérimentaux élaborés utilisent des écoulements parallèles à la surface où les forces d'infiltrations sont négligeables, contrairement au jet submergé.

Concernant la force tractrice, celle-ci sera définie par une valeur moyenne compte tenu des instruments de mesure utilisés. Aucune force d'abrasion ne sera induite.

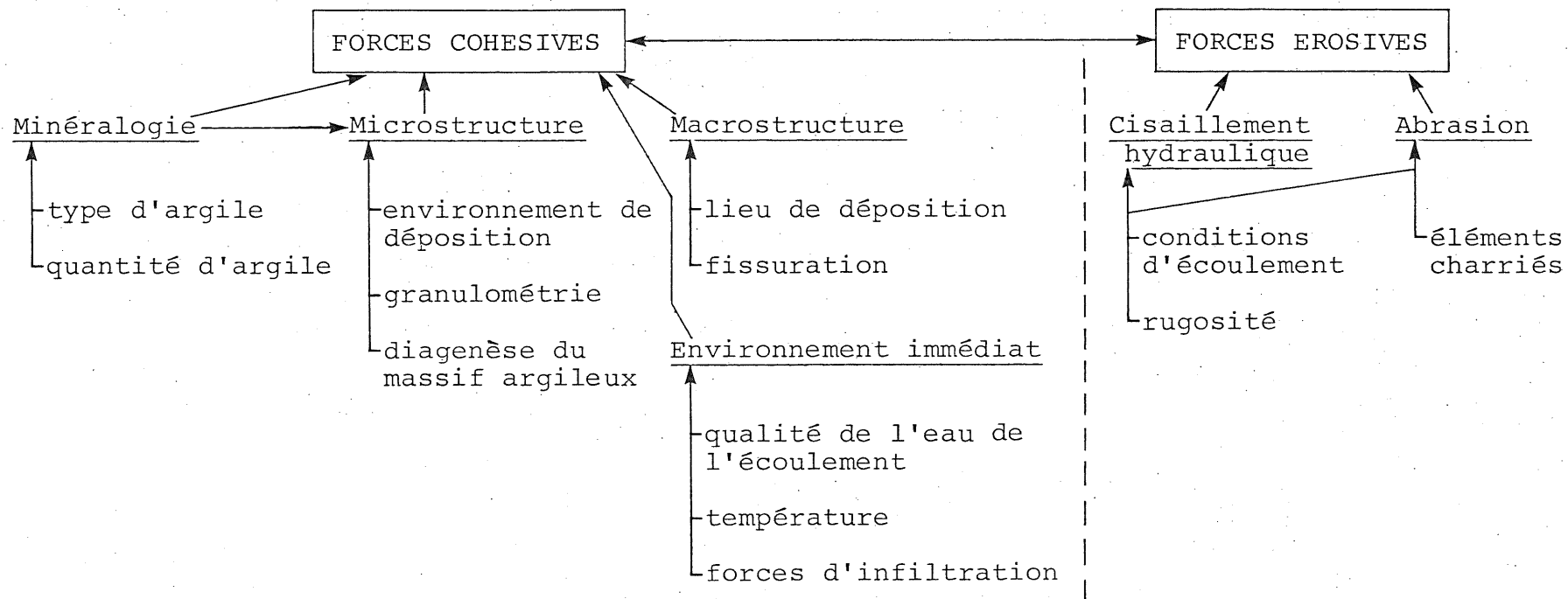


Figure 2.1 Variables susceptibles d'influencer le phénomène d'érosion d'une argile intacte.

CHAPITRE 3

MONTAGES ET ESSAIS EXPERIMENTAUX

Deux montages expérimentaux ont été élaborés pour soumettre des argiles intactes saturées aux forces de cisaillement d'un écoulement à surface libre et en charge. Des procédures d'essai sont élaborées.

Dans une première partie la préparation et le déroulement d'essais d'érosion sur des échantillons placés en fond de canal sont présentés. Dans une seconde partie un montage expérimental, où les paramètres de l'écoulement et de l'arrachement de sol sont plus facilement identifiables, est décrit. Ce montage expérimental permet un écoulement par une forure dans l'argile.

Les méthodes de calcul de la force tractrice sont présentées pour les deux montages expérimentaux. La force décrite dans ce chapitre est une valeur moyenne. Les méthodes par lesquelles on évalue la force tractrice maximale probable et l'influence de la turbulence sur la fluctuation de la force tractrice ne sont pas traitées dans cette étude. Les appareils de mesure utilisés ne permettent pas une telle évaluation.

3.1 CANAL DE LABORATOIRE

Le canal de laboratoire est une installation

expérimentale simple où les paramètres hydrauliques d'un écoulement sont généralement faciles à déterminer avec une grande fiabilité. Ceci est d'autant plus vrai si les dimensions et la pente du canal permettent l'établissement d'un écoulement uniforme ou graduellement varié. Dans une première partie de nos expériences, nous avons fait des essais d'érosion sur des échantillons d'argile placés en fond de canal.

3.1.1 Description de l'installation hydraulique

Les essais ont été effectués dans un canal à fond horizontal de 50,8 cm de largeur et à parois vitrées. Ce canal est muni d'un faux fond, ayant une pente de 1,3% et permettant l'installation de l'échantillon. Sa longueur utile est de 7,55 m. L'alimentation en eau se fait soit directement de la conduite d'amenée, le courant étant amorti à l'aide de grillages, ou en charge à l'aide d'un réservoir créé par une vanne plate à l'entrée du canal.

Le débit est mesuré à l'aide d'un déversoir pour les débits inférieurs à 30 l/sec. La hauteur d'eau dans le déversoir est mesurée à l'aide d'un indicateur à pointe ayant une graduation de 0,305 mm. Pour les débits supérieurs à 30 l/sec, le débit est calculé à partir des mesures prises lors de l'analyse de l'écoulement.

La mesure des vitesses est faite à l'aide de deux micro-moulinets munis chacun d'une hélice de 1 cm de diamètre. L'un servait à l'enregistrement des basses vitesses

et l'autre à l'enregistrement des grandes vitesses.

Cet ensemble de moulinets permet la mesure des vitesses variant de 2,5 cm/sec à 300 cm/sec.

Un volet, situé à l'aval, permet de contrôler la profondeur d'eau dans le canal. Celle-ci est mesurée à l'aide d'un indicateur à pointe ayant une graduation de 0,305 mm.

L'installation hydraulique fonctionne en circuit fermé. Une eau trop chargée en matières colloïdales peut facilement être déversée aux égouts. La capacité limitée du réservoir du circuit fermé nécessite une recirculation fréquente du volume d'eau utilisée. On note ainsi une augmentation de la température surtout aux débits importants. Lors de l'utilisation la plus intensive, soit au débit maximum pendant une période d'écoulement de sept (7) heures, une augmentation de six (6) degrés centigrades sur la température initiale a été enregistrée.

3.1.2 Analyse de l'écoulement

Une analyse détaillée de l'écoulement est faite durant chaque essai. Avec l'installation hydraulique utilisée et l'exploitation qui en est faite, les écoulements établis sont tous de type non-uniforme graduellement varié d'où une analyse détaillée à plusieurs sections de l'écoulement s'avère nécessaire. Cette analyse comprend une mesure des profondeurs et de la distribution

des vitesses.

La profondeur d'écoulement est mesurée sur trois (3) axes longitudinaux du canal: l'axe central et deux (2) axes situés à mi-chemin entre le centre du canal et les parois. Ces mesures ont été faites sur six (6) sections transversales situées respectivement à 100, 160, 220, 275, 330 et 400 cm de l'extrémité aval du canal.

Les mesures des vitesses ont été prises sur six (6) axes longitudinaux dont deux situés à 2 cm des parois et les quatre (4) autres à tous les cinquièmes de la largeur du canal. Les vitesses ont été mesurées à quatre (4) profondeurs: à la profondeur minimale accessible aux micro-moulinets, au cinquième, aux trois et aux quatre cinquièmes de la profondeur de l'écoulement établi. Ces mesures sont faites sur deux (2) axes transversaux situés respectivement à 160 et 275 cm de l'extrémité aval du canal.

3.1.3 Installation de l'échantillon

La surface exposée de l'échantillon est de 1394 cm^2 et elle est située au niveau du faux fond. L'échantillon est un assemblage de six (6) carrés d'argile intacte de 15,2 cm de côté et de 5,1 cm d'épaisseur. L'assemblage consiste en deux (2) carrés sur la largeur du canal par trois (3) sur sa longueur. L'axe longitudinal du canal et celui de l'échantillon se confondent. L'axe

transversal est situé à 228 cm de l'extrémité aval du canal.

Pour faciliter l'assemblage de l'échantillon d'argile intacte, chacun des carrés individuels repose sur une plaque de plexiglass 15,1 cm de côté et de 0,635 cm d'épaisseur. Les dimensions des plaques de plexiglass sont inférieures à celles des carrés d'argile afin de ne pas nuire lors de l'assemblage de l'échantillon. Pour faciliter le transport et l'installation de cet assemblage, celui-ci repose sur une plaque rigide de plexiglass de 1,27 cm d'épaisseur.

Un essai peut être effectué sur un échantillon d'argile à l'état remanié de 1394 cm^2 de surface. L'argile remaniée est alors contenue dans une tôle munie de rebords de 19,1 mm de haut. Pour obtenir une certaine rigidité, cette tôle est vissée sur une plaque de bois ayant une épaisseur de 12,7 mm.

L'échantillon, comprenant son support ou contenant, est assis sur deux plans inclinés et renversés l'un par rapport à l'autre. L'un de ces deux plans inclinés est immobilisé horizontalement et, lors d'un déplacement horizontal de l'autre plan incliné, l'échantillon subit un mouvement vertical par rapport au faux-fond. Lors de l'installation de l'échantillon, ce mécanisme permet d'approcher les surfaces de l'échantillon et du faux-fond, et de procéder à un nivelage final avec une règle

droite aiguisée. Ce système permet de faire plus d'un essai avec le même échantillon (photo 1)¹.

3.1.4 Préparation des échantillons

Les carrés d'argiles intacts ont été taillés dans des blocs prélevés au moyen d'un échantillonneur développé à l'Université de Sherbrooke (47). Cet appareil, déjà utilisé à maintes reprises sur des sites très variés, permet le prélèvement en profondeur de blocs de qualité égale ou supérieure à ceux obtenus en fond de tranchée ouverte. Ces blocs ont environ 25 cm de diamètre sur 35 cm de hauteur. Pour l'entreposage ils sont coupés en tranches de 11 cm d'épaisseur et enrobés de paraffine.

La préparation des carrés d'argile est faite en chambre humide à l'aide d'un gabarit spécialement conçu à cet effet. Les côtés des carrés d'argile doivent être droits et bien perpendiculaires pour assurer un bon assemblage. Aucun agent liant n'est utilisé.

L'échantillon à l'état remanié est fabriqué des surplus de la taille des carrés d'argiles intacts et de prélèvements non adéquats à la taille d'un carré. Tout le sol argileux choisi a été découpé en petits cubes et placé dans un sac en plastique. Le contenu du sac est piétiné jusqu'à l'obtention d'un état remanié

1. Voir le document photographique, appendice B.

homogène. Une homogénéisation finale est faite manuellement.

3.1.5 Déroulement des essais

Ces essais ont été effectués dans une étape exploratoire de ce programme d'étude. Les écoulements ont été établis de façon relativement arbitraire. On a voulu observer le comportement de l'argile intacte sous l'action soutenue d'une force tractrice. Ainsi l'écoulement est graduellement établi et maintenu constant. L'échantillon est soumis à une période d'écoulement de 24 heures à moins qu'une rupture majeure mette un terme à l'essai. L'essai est généralement réparti sur quatre (4) jours. Entre chaque interruption, l'échantillon est recouvert de linges humides. Nous avons utilisé de l'eau claire à une température moyenne de 20°C.

Des photographies de l'échantillon ont été prises au début, après deux (2) heures et à la fin de l'essai.

3.1.6 Calcul de la force tractrice

La force tractrice pour un écoulement non-uniforme en canal de laboratoire peut être évaluée par les deux méthodes suivantes: selon la pente d'énergie et selon la répartition des vitesses.

3.1.6.1 Selon la pente d'énergie

Le concept de la force tractrice a été

introduit par DUBOYS (20). Considérant un écoulement uniforme dans un canal de largeur infinie, la résultante des forces sur une partie libre de cet écoulement doit être nulle (figure 3.1), d'où

$$\tau = \gamma_w h \sin \alpha \quad (3-1)$$

pour une pente faible où l'inclinaison angulaire α tend vers zéro, le sinus de l'inclinaison angulaire du canal tend vers sa pente S_o , d'où

$$\tau = \gamma_w h S_o \quad (3-2)$$

On peut appliquer cette relation bi-dimensionnelle à un écoulement uniforme en canal dont le rapport de la largeur à la hauteur est supérieur à 30. Pour un écoulement permanent non-uniforme, l'utilisation de la pente d'énergie S_e s'avère plus juste car elle tient compte du principe de conservation d'énergie dans l'écoulement.

$$\tau = \gamma_w h S_e \quad (3-3)$$

SMERDON (26) a développé une équation de la force tractrice selon le principe de conversion d'énergie. L'énergie totale d'une section libre à l'amont est égale à l'énergie totale de cette même section libre à l'aval, plus le travail requis pour vaincre le cisaillement à la limite du liquide en se déplaçant de la distance entre les deux sections.

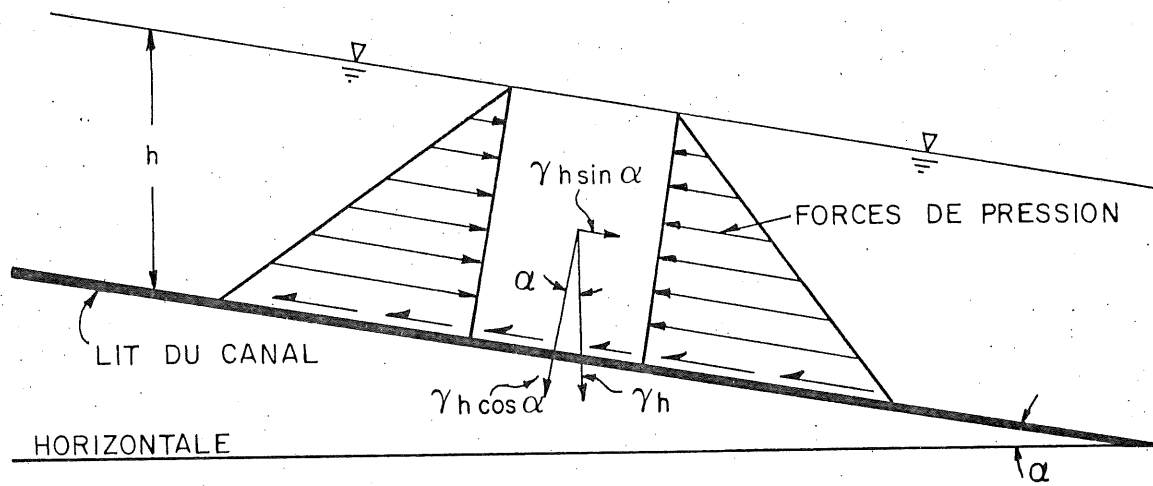


FIGURE 3.1 – FORCE TRACTRICE DANS UN ECOULEMENT
UNIFORME, BI-DIMENSIONNEL (Du Boys, 1879)

Se référant à la figure 3.2 et s'appuyant sur l'hypothèse précitée, il pose

$$\frac{V^2}{2g} + h + dz = \left(\frac{V+dV}{2g}\right)^2 + h + dh + \frac{\tau dx}{\gamma_w h} \quad (3-4)$$

Après plusieurs développements il obtient la relation suivante, déjà mentionnée au chapitre 1,

$$\tau = \gamma_w h \left[\left(\frac{q^2}{gh^3} - 1 \right) \frac{dh}{dx} + S_o \right] \quad (1-1)$$

Pour un écoulement accéléré $\frac{dh}{dx}$ est négatif et pour un écoulement décéléré $\frac{dh}{dx}$ est positif. L'équation (3-4) peut être reformulée en mettant la force tractrice en évidence, d'où

$$\tau = \frac{\gamma_w h}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} + h + dz - \left(\frac{V+dV}{2g} \right)^2 - h - dh \right) \quad (3-5)$$

Selon la définition de la pente d'énergie on a

$$S_e = \left(\frac{V^2}{2g} + h + dz - \left(\frac{V+dV}{2g} \right)^2 - h - dh \right) / dx \cos \alpha \quad (3-6)$$

et pour une faible pente, l'inclinaison angulaire du canal tend vers zéro d'où

$$dx \cos \alpha = dx \quad (3-7)$$

Combinant les trois équations précédentes nous obtenons l'équation (3-3) qui s'applique à un écoulement permanent non-uniforme et bi-dimensionnel.

Une expression semblable à l'équation (3-1)

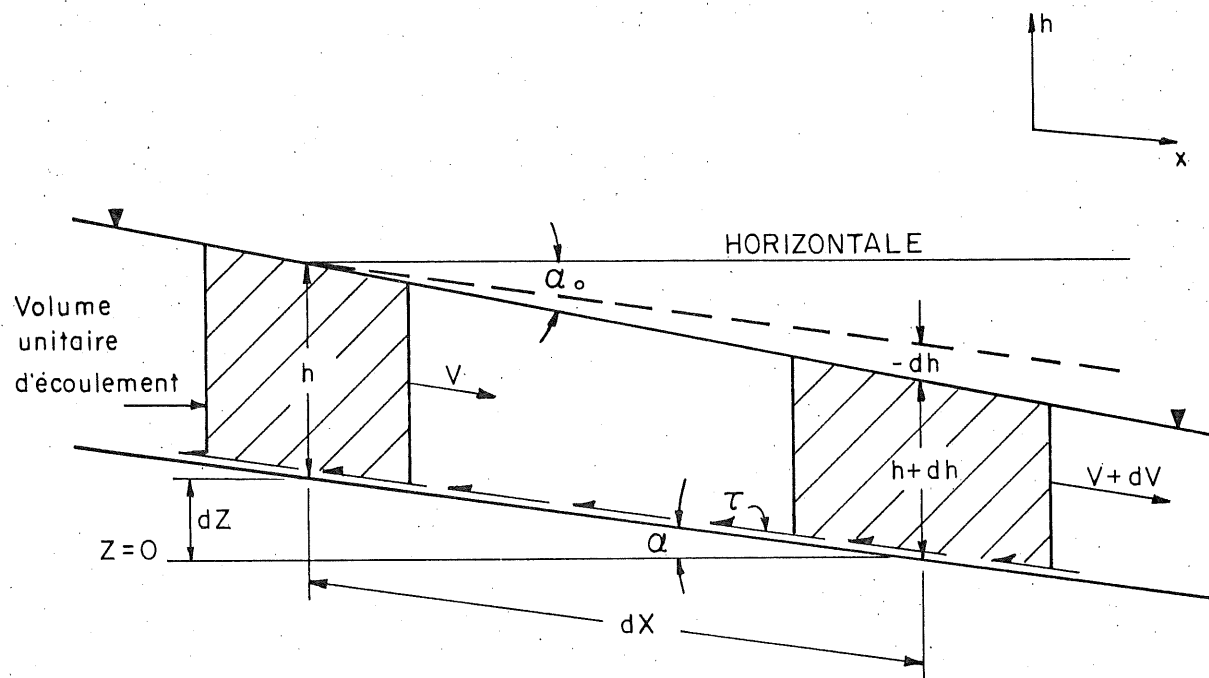


FIGURE 3.2 - FORCE TRACTRICE DANS UN ÉCOULEMENT
NON-UNIFORME ET BI-DIMENSIONNEL.
(Smerdon , 1959)

peut être développée pour les écoulements en canaux étroits. La force tractrice moyenne agissant sur le périmètre mouillée P du canal peut être exprimée par le rayon hydraulique R_h du canal en appliquant le développement de DUBOYS (20) à une partie libre de l'écoulement sur une unité de largeur du canal. La composante du poids parallèle au fond du canal dans la direction de l'écoulement est $\gamma A \sin \alpha$ où A est l'aire mouillée. La résistance totale du périmètre mouillé est τP . L'égalité des forces donne

$$\tau P = \gamma_w A \sin \alpha \quad (3-8)$$

En simplifiant pour une pente faible et en appliquant le principe de conservation d'énergie dans un écoulement permanent non-uniforme, l'on obtient

$$\tau = \gamma_w R_h S_e \quad (3-9)$$

Les parois et le fond du canal ont une rugosité différente. Cette différence est de nature à influencer la répartition de la force tractrice sur le périmètre mouillé du canal. Dans le canal, le faux-fond et l'échantillon sont plus rugueux que les parois du canal et sujets à une plus grande force tractrice. Pour un écoulement uniforme, la séparation de la force tractrice exercée sur le fond et celle sur les parois en fonction de leur

rugosité respective à été introduite par EINSTEIN (24). Aucune méthode de séparation de la force tractrice n'existe actuellement pour un écoulement permanent non-uniforme.

Dans un premier temps pour des écoulements où le rapport de la largeur à la hauteur est élevé, on peut négliger les effets des parois et évaluer la force tractrice par l'équation (3-3). Toutefois, cette méthode tend à surestimer la force tractrice réelle. Dans un deuxième temps on peut supposer que les parois et le fond du canal ont une rugosité identique et évaluer la force tractrice par l'équation (3-9). Etant donné que le fond du canal est plus rugueux que les parois, cette dernière forme d'évaluation a tendance à sous-estimer la force tractrice réelle exercée sur le fond.

La force tractrice engendrée par un écoulement permanent non-uniforme sur le fond d'un canal étroit de rugosité composée peut être estimée à l'aide des équations (3-3) et (3-9) qui représentent respectivement les bornes supérieures et inférieures de la valeur réelle, d'où

$$\gamma_w R_h S_e < \tau < \gamma_w h S_e \quad (3-10)$$

L'écart entre les bornes sera d'autant plus grand que le rapport de la largeur à la profondeur

d'écoulement sera faible.

3.1.6.2 Selon la distribution des vitesses

De la mécanique des fluides, il est connu que dans le voisinage de la limite d'un fluide le gradient de vitesse est en relation avec le cisaillement qui apparaît à cette limite. EINSTEIN (25) a développé une relation entre la vitesse au-dessus du fond, la force tractrice et la rugosité sur le fond. SMERDON (76) a repris cette relation et en a obtenu la force tractrice directement reliée à la distribution des vitesses sur le fond.

$$\tau = \rho \left[\frac{u_2 - u_1}{5,75 \log \left(\frac{z_2}{z_1} \right)} \right]^2 \quad (1-2)$$

L'équation (1-2) n'est valide que pour des écoulements turbulents. De plus, cette équation n'est adéquate que pour des mesures prises très près du fond. Les mesures prises avec les micro-moulinets ne sont pas assez précises pour utiliser cette méthode de calcul.

3.1.7 Programme des essais

Les écoulements ont été établis de façon à exploiter l'installation jusqu'à sa capacité maximale. Devant la très forte résistance à l'érosion des argiles intactes employées, nous avons utilisé le système à sa capacité

maximale à deux reprises.

Pour les essais en canal de laboratoire, deux (2) échantillons d'argile intacte ont été assemblés, avec lesquels quatre (4) essais ont été faits. Un essai a été fait avec de l'argile fraîchement remaniée et homogénéisée.

3.2 ÉCOULEMENT PAR UNE FORURE DANS L'ARGILE

Suite aux essais d'érosion sur des argiles intactes placées en fond de canal et aux résultats obtenus, il est devenu nécessaire d'élaborer un nouveau procédé expérimental. Les principales raisons qui commandaient ce changement étaient: utiliser une moins grande quantité d'argile intacte, réduire les imperfections de montage, pouvoir observer l'érosion des particules fines, avoir un meilleur contrôle sur les conditions hydrauliques et sur la qualité de l'eau. Grossièrement, cet essai d'érosion consiste en un échantillon d'argile intacte de forme cylindrique qui est inséré dans un tube en acier inoxydable et au travers duquel est foré longitudinalement un trou de 6,35 mm par où circule l'eau. Les parois de la forure dans l'argile sont soumises à un cisaillement hydraulique soutenu. Nos argiles n'étant pas gonflantes, un tel montage peut être fait. Un essai basé sur un principe analogue a été présenté par SHERARD et al. (73). Cet essai nommé "Pinhole Test" est qualitatif et ne permet pas une évaluation quantitative de la force tractrice exercée sur les parois de la forure.

3.2.1 Description de l'installation hydraulique

L'échantillon est alimenté en eau par un réservoir à tête d'eau constante d'une hauteur de 14,3 m. Afin de permettre un meilleur contrôle sur la qualité de l'eau utilisée, l'installation hydraulique fonctionne en circuit fermé (figure 3.3). Le volume d'eau utilisé est de $0,5 \text{ m}^3$ et sa conductivité spécifique est maintenue autour de $12 \text{ } \mu\text{mhos/cm}$, soit l'équivalent de $0,015 \text{ g/l}$ en concentration de NaCl. Le système a été initialement rempli avec de l'eau distillée ayant une conductivité spécifique de $2 \text{ } \mu\text{mhos/cm}$. Le pH d'une eau distillée est de 7.

La recirculation fréquente du faible volume d'eau utilisé implique un réchauffement excessif de l'eau. Pour éviter un tel réchauffement la pompe est arrêtée périodiquement et une diminution de la tête d'eau disponible est tolérée jusqu'à une hauteur d'environ 13,5 m pour les forts débits. Cette variation de la tête d'eau correspond à une diminution du débit de l'ordre de 3% entre le début et la fin de la période. Cette précaution a un double avantage car elle empêche une aération de l'eau distillée utilisée qui se produit particulièrement lors du retour au réservoir inférieur. Une eau aérée est plus corrosive et sujette à une action agressive sur l'échantillon et les rares éléments métalliques sur le parcours du circuit.

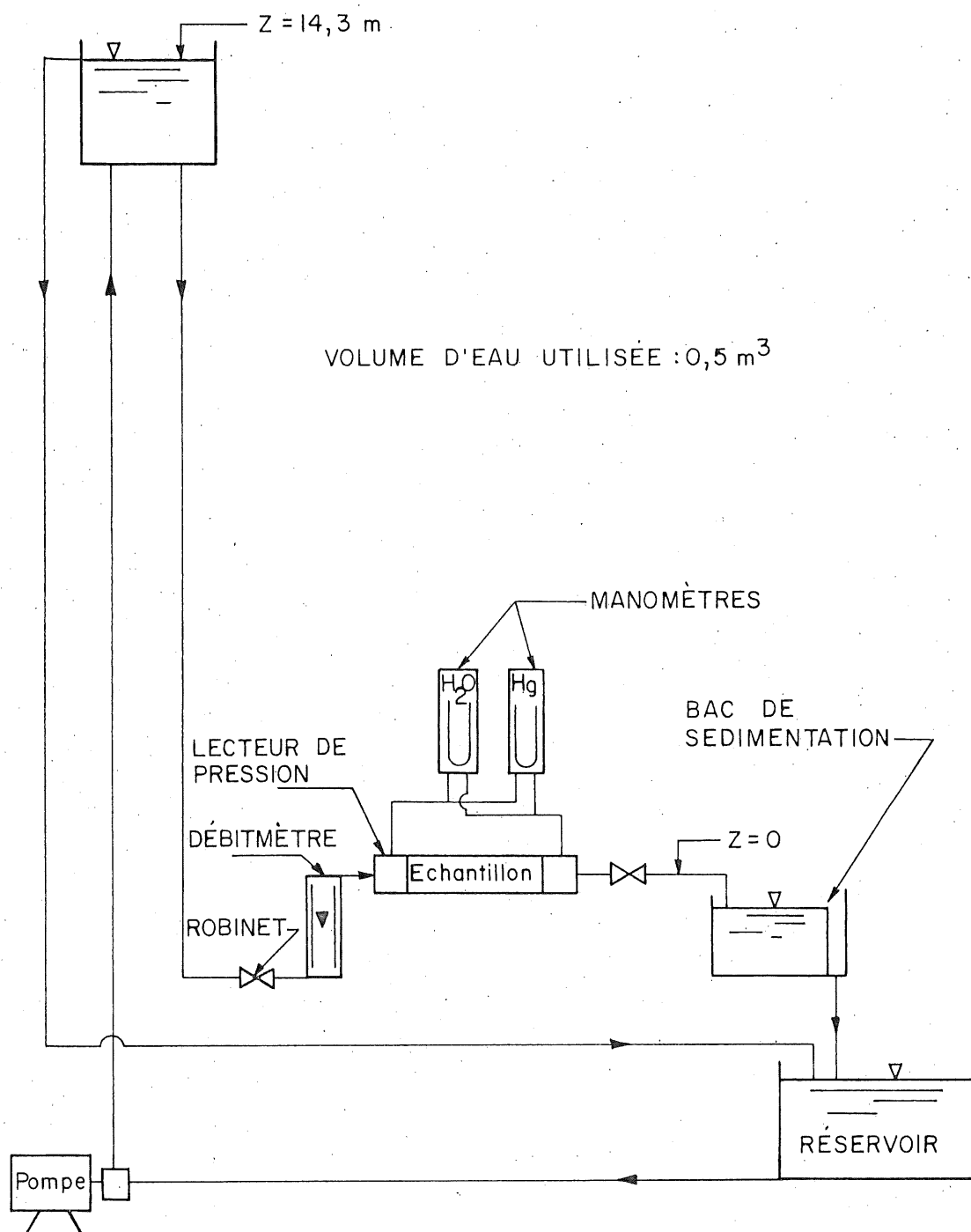


FIGURE 3.3 INSTALLATION HYDRAULIQUE POUR L'ESSAI D'ÉROSION SUR LA PAROI D'UNE FORURE DANS L'ARGILE.

Le débit est contrôlé par un robinet à l'amont de l'échantillon. La mesure du débit est prise à l'aide d'un débitmètre à section variable dans lequel se déplace un flotteur de mesure dans un tube cône en fonction directe du débit. La précision du débitmètre est de $\pm 2\%$ du maximum de l'échelle avec une reproductibilité de 0,5% en tout point de l'échelle.

Deux lecteurs de pression sont placés de part et d'autre de l'échantillon. Ces lecteurs de pression, fabriqués au laboratoire d'hydraulique de l'Université de Sherbrooke, sont de type dit orifices à bord vif. Chaque lecteur de pression est constitué de quatre (4) orifices à bord vif de 1,6 mm de côté qui sont répartis également autour de la section de lecture de 6,35 mm de diamètre. Les quatre (4) orifices sont reliés à un canal circulaire par des canaux de 1,6 mm de côté et de 9 mm de long. Ce canal circulaire établit une moyenne physique des pressions hydrostatiques lues aux quatre (4) orifices. La précision de ces lecteurs de pression a été évaluée à 6% (section 3.2.8).

Pour favoriser une distribution des vitesses constante et stable dans la section de lecture, celle-ci est précédée d'un conduit de même diamètre et d'une longueur de vingt (20) fois son diamètre. Cette dernière précaution est nécessaire au développement complet de la couche limite qui influence le fonctionnement des lecteurs de pression (7).

Les lecteurs de pression sont reliés à deux (2) manomètres à différentielle de pression, l'un à l'eau et l'autre au mercure. Cette mesure de la différentielle de pression permet d'évaluer la dissipation d'énergie dans l'échantillon.

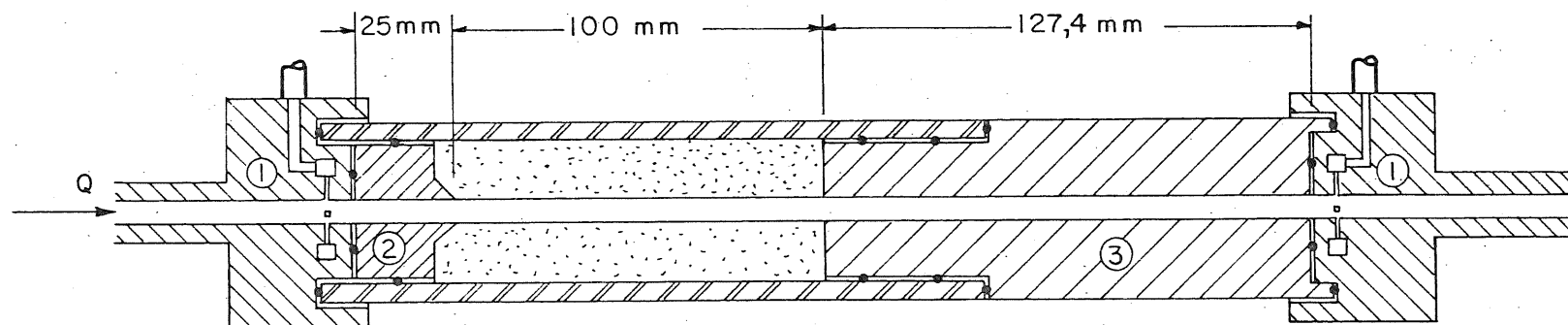
3.2.2 Installation de l'échantillon


Le montage pour l'installation de l'échantillon sur le circuit hydraulique est présenté à la figure 3.4. L'échantillon est contenu dans un tube en acier inoxydable. Une lance d'entrée à l'amont permet l'arrivée d'eau à la forure sans bris de l'échantillon. A la sortie de l'échantillon, un tube à paroi lisse assure le rétablissement de la couche limite au lecteur de pression aval. Des anneaux de caoutchouc placés en divers endroits du montage assurent l'étanchéité.


Le diamètre de la lance d'entrée, du tube à paroi lisse et le diamètre initial de l'échantillon sont de 6,35 mm. La longueur de la forure exposée à l'écoulement est de 100 mm et le volume de l'échantillon est d'environ 100 cm³.


3.2.3 Bac de sédimentation

Un bac de sédimentation placé à l'aval de l'échantillon permet le recueil des sédiments pour une évaluation de l'arrachement (figure 3.5). Le bac de sédimentation utilisé a une longueur de 350 mm, une largeur de 225 mm



 MONTAGE PERMANENT

 TUBE EN ACIER INOXYDABLE
 $d_e = 44,45 \text{ mm}$
 $d_i = 35,36 \text{ mm}$

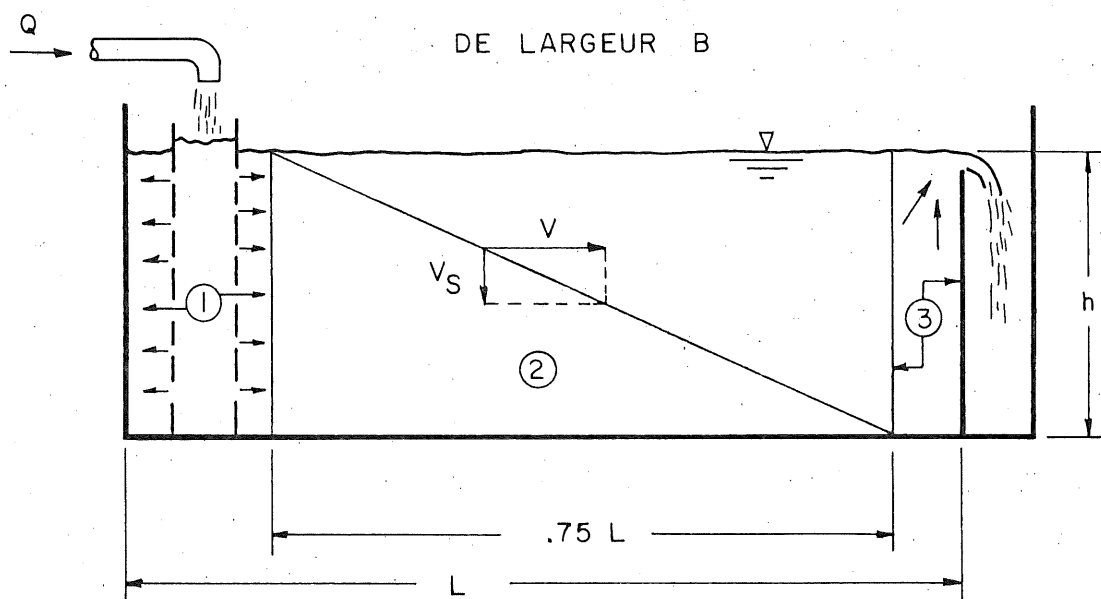
 ÉCHANTILLON
 $d_e = 35,30 \text{ mm}$
 $d_i = 6,35 \text{ mm}$

① LECTEUR DE PRESSION

② LANCE D'ENTRÉE

③ TUBE À PAROI LISSE

FIGURE 3.4 _ INSTALLATION DE L'ÉCHANTILLON D'ARGILE POUR L'ESSAI D'ÉROSION SUR LA PAROI D'UNE FOREUSE DANS L'ARGILE.



① ZONE D'ENTRÉE

v_s : VITESSE DE CHUTE

② ZONE DE SÉDIMENTATION

$$v_s = \frac{Q}{.75 BL}$$

③ ZONE DE SORTIE

FIGURE 3.5 _ BAC DE SÉDIMENTATION .

et une hauteur de déversoir de 116 mm. Les dimensions ont été fixes de façon à faciliter leur manipulation. Deux bacs de sédimentation ont été fabriqués. L'arrivée d'eau est directement à la surface dans un tube de plastique perforé en divers endroits et est située du côté opposé au déversoir. Pour la mesure des sédiments recueillis, on laisse l'eau se reposer une minute après quoi on déverse graduellement l'eau claire en inclinant le bac. La sédimentation récupérée est séchée au four et pesée.

Une analyse du fonctionnement du bac de sédimentation, en le comparant à un bac de sédimentation idéal (11), nous donne une indication de sa capacité de retenue des sédiments en fonction du débit. Ceci suppose qu'il existe une zone de sédimentation dans le bac, où l'écoulement est uniforme, sans influence de l'entrée et de la sortie. Nous avons posé que cette zone s'étend sur les 3/4 de la longueur du bac. En appliquant la loi de Stokes, équation (3-11), sur la vitesse de chute d'une particule et en posant que la densité des grains de sable est de 2,7 et la densité des blocs de 1,7, on obtient les courbes de la figure 3.6.

$$d = \sqrt{\frac{18 V_s}{(G-1) \nu g}} \quad (3-11)$$

où V_s : vitesse de chute de la particule

G : densité de la particule

Au débit maximum, tous les grains de sable et blocs de dimension supérieure à 0,080 et 0,125 mm respectivement

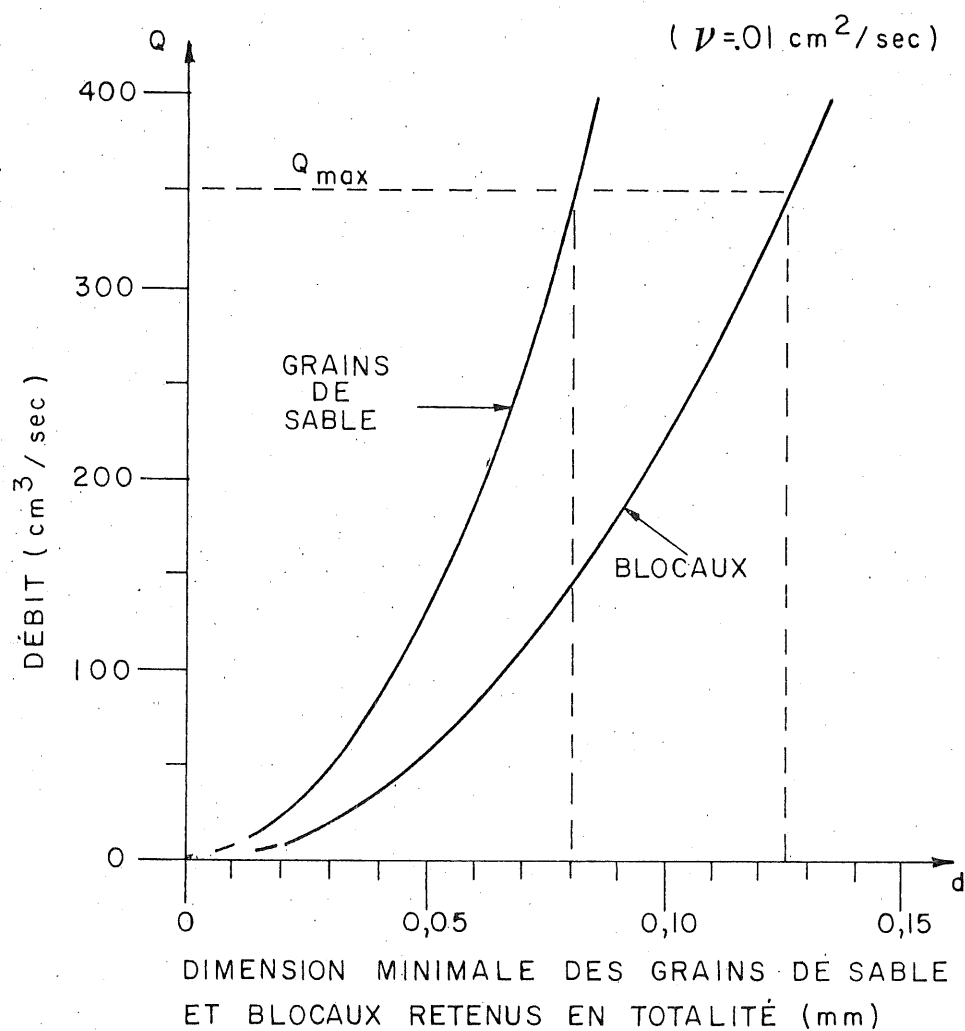


FIGURE 3.6 - CAPACITÉ DE RETENUE DU BAC DE SÉDIMENTATION.

seraient retenus par le bac de sédimentation. Des grains de dimension inférieure seront retenus en proportion de leur hauteur d'arrivée dans la zone de sédimentation et en fonction de leur vitesse de chute. La quasi totalité des particules inférieures à 2 microns sont emportées par l'écoulement.

3.2.4 Analyse de l'écoulement

Pour chaque étape d'un essai, les caractéristiques de l'écoulement dans la forure sont prises. L'écoulement est défini par son débit et sa perte d'énergie dans le montage. Le recueil de sédiments dans le bac de sédimentation et l'observation de la forure après l'essai permettent d'estimer le diamètre moyen de la forure et d'en évaluer la vitesse moyenne d'écoulement dans la forure.

3.2.5 Analyse de l'arrachement de particules fines

Afin de déceler l'érosion au niveau des particules fines nous avons effectué une analyse de la suspension sur l'eau recueillie à la sortie de l'échantillon. Des échantillons de un litre sont prélevés à des moments de l'essai où cette forme d'érosion est discernable, soit au début de l'essai à des faibles débits. Un litre d'eau est prélevé immédiatement avant l'essai comme échantillon témoin de la suspension déjà existante dans le système. L'analyse de la suspension est aussi faite sur l'échantillon témoin. La suspension de l'échantillon témoin

est soustraite de la suspension totale évaluée pour chacun des autres échantillons. L'analyse de la suspension est faite en trois (3) étapes, soit une période de sédimentation suivie de deux (2) filtrations sous vide avec des filtres de marque Gelman couramment employés en génie sanitaire.

L'échantillon est soumis à une période de sédimentation de quinze (15) minutes sans utilisation d'agent dispersant et d'agitation mécanique. Une colonne de sédimentation spécialement conçue à cet effet permet le prélèvement des 800 ml de la partie supérieure de l'échantillon à la fin de la période de sédimentation. Selon la loi de Stokes, aucune particule de diamètre supérieur à 15 microns ne doit se trouver dans les 800 ml recueillis.

Un volume de 250 ml est prélevé sur la partie recueillie à l'étape précédente. Ce volume est soumis à une filtration sous vide. Le filtre employé est de type "fiber glass" et a une porosité indéterminée, variable de 0,2 à 10 microns. Nous considérons la porosité uniforme à 5 microns. La suspension retenue est obtenue par différence du poids initial du filtre employé.

Le volume recueilli à l'étape précédente est soumis à une seconde filtration sous vide avec un filtre de porosité uniforme à 0,45 micron.

La précision de cette analyse est influencée particulièrement par le séchage et la filtration. Après

filtration à l'eau distillée et séchage dans des contenants d'aluminium, auxquels tous les filtres ont été préalablement soumis, ceux-ci montrent une perte en poids variable à la pesée. On peut accorder à ce seul facteur une erreur de l'ordre de 2,0 mg/l sur le résultat final de la suspension évaluée, comparativement à 0,2 mg/l pour l'imprécision des pesées. Cette analyse demeure approximative particulièrement au niveau des filtres utilisés mais donne une bonne indication de l'arrachement des particules fines.

3.2.6 Préparation des échantillons

Les échantillons sont taillés en chambre humide à partir d'un bloc prélevé à l'aide de l'échantillonneur précité (47). Les échantillons taillés ont un diamètre de 35,6 mm et une longueur moyenne de 130 mm. La taille est faite de manière à ce que l'axe longitudinal de l'échantillon soit perpendiculaire au prélèvement et généralement dans le sens horizontal de la stratification du dépôt.

L'échantillon est inséré dans un tube en acier inoxydable à l'aide d'une trousse coupante. La trousse coupante a un diamètre de 35,30 mm comparativement à 35,36 mm pour le tube en acier inoxydable, ce qui permet de limiter les forces de friction. De plus, le tube et la trousse coupante sont enduits de glycérine. L'introduction de l'échantillon dans le tube est faite à l'aide d'une perceuse verticale ayant une course suffisante pour faire ce

montage en une seule étape. La perceuse verticale ne sert qu'à assurer un déplacement vertical précis. La pression nécessaire à introduire l'échantillon dans le tube s'est avérée négligeable.

L'ensemble est alors porté sur un tour mécanique où une forure est faite en quatre étapes consécutives. Chacune des étapes consiste en un accroissement progressif du diamètre de la forure. Des forets de 3,18 mm, 4,76 mm et un de 5,56 mm en bout et aminci sur le diamètre pour la longueur restante sont successivement utilisés. Pour obtenir une belle finition, un tube avec les parois avant coupantes et retroussées à un diamètre extérieur de 6,35 mm de diamètre est introduit délicatement dans la forure. Durant cette dernière étape l'échantillon est immobilisé. Ces précautions sont nécessaires pour limiter la zone d'argile remaniée sur les parois de la forure.

Une rotation de l'échantillon à 156 tours par minute et une avance moyenne des forets de 3,8 cm/minute semble donner une forure d'une qualité appréciable. La forure terminée, une tranche est enlevée à chaque extrémité pour assurer une face intacte à l'entrée et à la sortie. Un manchon calibré permet le déplacement de l'échantillon dans le tube et sa taille a une longueur adéquate. Une entrée conique à inclinaison de 60° est fraisée sur l'échantillon à l'aide du tour mécanique. Cette entrée

cônique sert à l'installation de la lance d'entrée.

3.2.7 Déroulement des essais

L'échantillon est taillé dans la chambre humide, inséré dans le tube et foré. Immédiatement après le forage, la forure est lavée à l'eau claire sous une hauteur d'eau d'environ 8 cm, de manière à libérer la forure des résidus d'argile remaniée. L'échantillon est alors pesé dans le tube et installé sur le circuit hydraulique. La désaération du système est faite sous un débit maximum de $28,5 \text{ cm}^3/\text{sec}$ correspondant à une vitesse moyenne de l'eau dans la forure de 90 cm/sec.

L'action prolongée de l'immersion et de l'écoulement sur les parois de la forure étant inconnue à ce stade-ci, nous choisissons de faire des essais de courte durée. Nous augmentons successivement le débit à toutes les quinze (15) minutes. Chaque augmentation du débit correspond à une augmentation d'environ 50 cm/sec de la vitesse moyenne à la lance d'entrée. Une mesure de la différentielle de pression est prise au début et à la fin de chaque période. La sédimentation dans le bac est recueillie à la fin de chaque période. L'essai est arrêté lorsque la dégradation est majeure et persistante. Des photographies des parois les plus affectées de la forure sont prises après avoir coupé l'échantillon sur son axe longitudinal. Les échantillons récupérés sont envoyés aux laboratoires du Ministère de l'Agriculture du Québec pour

des analyses chimiques sur les bases échangeables (Ca, Na, Mg et K) par le $\text{NH}_4 \text{ OAc}$ à pH 7 (16).

L'échantillonnage pour l'analyse de l'arrachement des particules fines est faite au début de l'essai. Des échantillons de un litre ont été recueillis au début des trois (3) premières périodes de l'essai. C'est au début d'une période de sollicitation que le taux d'érosion est le plus accentué. Cet échantillonnage correspond approximativement au premier, dixième et cinquantième litre à traverser la forure. Un litre d'eau est prélevé immédiatement avant l'essai comme échantillon témoin de la suspension déjà existante dans l'eau du système.

3.2.8 Calcul de la force tractrice

La différentielle de pression hydrostatique ΔH lue au manomètre est l'expression de la perte de charge entre les deux sections de lecture. Pour obtenir la dissipation d'énergie dans la forure il est nécessaire d'en déduire les pertes de charge intermédiaires. Une méthode de calcul par soustraction graphique est utilisée. Cette méthode est vérifiée en l'appliquant à deux tubes à paroi lisse de longueurs différentes. La précision de l'installation hydraulique, plus particulièrement des lecteurs de pression, en est déterminée.

A partir de quelques hypothèses, la force tractrice moyenne exercée sur la paroi de la forure est évaluée

par la perte de charge dans celle-ci.

3.2.8.1 Perte de charge dans la forure

L'évaluation des pertes de charge intermédiaires est établie expérimentalement. A cette fin nous avons utilisé un tube à paroi lisse d'une longueur de 152,4 mm, ce qui représente la longueur cumulée de la lance d'entrée et du tube à paroi lisse précédant le lecteur de pression aval. Toutes ces pièces sont fabriquées avec le même tube de plexiglass de 6,35 mm de diamètre intérieur. Le tube est placé entre les deux lecteurs de pression et est soumis à plusieurs écoulements couvrant toute la plage d'utilisation du système. Les résultats sont présentés graphiquement avec en ordonnée les pertes de charge intermédiaires, ΔH_{int} , et en abscisse la pression dynamique de l'écoulement. C'est notre courbe de calibration. Elle est établie pour une température de 20°C. La perte de charge dans la forure, ΔH_{for} , est obtenue par différence de cette courbe de calibration à la lecture prise, ΔH_{lue} , lors d'un essai avec échantillon pour une même pression dynamique.

$$\Delta H_{for} = \Delta H_{lue} - \Delta H_{int} \quad (3-12)$$

Généralement la température varie durant un essai. Une correction pour la température est

faite sur les pertes de charges intermédiaires calibrées à 20°C. La majeure partie de celles-ci sont des pertes de charge par friction sur un tube à paroi lisse. Pour un même tube, à une même pression dynamique, la perte de charge sera proportionnelle au rapport des facteurs de rugosité s'il y a variation de la température.

$$\Delta H_{int} = \frac{f}{f_c} \Delta H_{int_c} \quad (3-13)$$

où l'indice c indique que ces paramètres sont pour un écoulement à la température de calibration, soit 20°C.

Pour un écoulement turbulent dans un tube à paroi lisse, on peut considérer la formule de Blasius pour évaluer cette correction. Les écoulements établis ont un nombre de Reynolds qui varie de 6000 à 60 000; la formule de Blasius est une bonne approximation d'un écoulement turbulent lisse pour cette région.

$$f = \frac{0,316}{Re^{\frac{1}{4}}} \quad (3-14)$$

d'où

$$\Delta H_{int} = \Delta H_{int_c} \left(\frac{Re_c}{Re} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3-15)$$

Simplifiant pour un même diamètre et une même vitesse, on obtient:

$$\Delta H_{int} = \Delta H_{int_c} \left(\frac{v}{v_c} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3-16)$$

Cette correction est présentée graphiquement à la figure 3.7. Elle est de l'ordre de 0,6%/°C en sus ou en moins de la courbe de calibration pour des écarts de moins de 3°C.

La courbe de calibration est vérifiée périodiquement. Les lecteurs de pression ont un comportement variable dans le temps. Ce phénomène est probablement dû à des dépôts de particules fines dans les orifices et aux quelques retouches faites aux lecteurs de pression. Ainsi la valeur absolue de la perte de charge entre les deux sections de lecture présente un certain degré de précision qui est défini plus loin. Il est admis que l'erreur sur la lecture de pression hydrostatique est proportionnelle à la pression dynamique pour un orifice dit à bord vif (7). Plusieurs travaux expérimentaux sur la précision de ce type de lecteur de pression expriment leurs résultats sous la forme adimensionnelle suivante:

$$\frac{dP}{\tau} = f\left(\frac{u_* d_{or}}{v}\right) \quad (3-17)$$

$$\text{où } dP = P_{lue} - P_{re} \quad (3-17a)$$

d_{or} : diamètre de l'orifice

P_{re} : pression hydrostatique réelle

P_{lue} : pression hydrostatique lue

Ainsi pour une même pression dynamique, soit

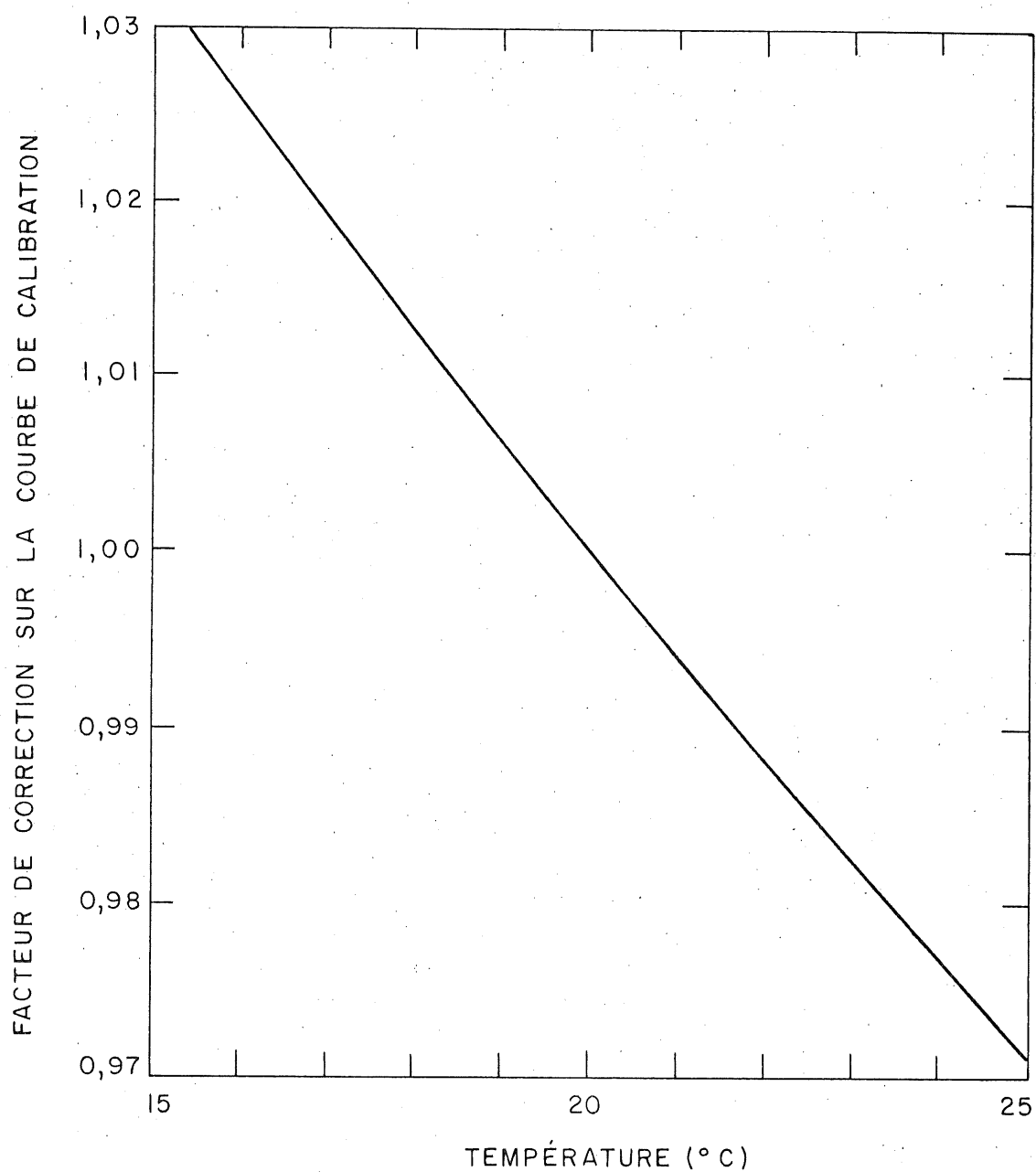


FIGURE 3.7_ CORRECTION POUR LA TEMPÉRATURE DE LA COURBE DE CALIBRATION.

une même vitesse de frottement, u_* , l'erreur sur la pression hydrostatique est soustraite. Il n'en demeure pas moins que la perte de charge sur la partie retenue de la soustraction entraîne avec elle une erreur, d'où la nécessité de vérifier périodiquement la courbe de calibration pour ne pas y ajouter l'erreur des pertes de charge intermédiaires.

Afin de vérifier cette méthode de calcul et d'évaluer la précision des lecteurs de pression, nous l'avons appliquée à trois reprises sur la paire de lecteurs de pression utilisés. Deux tubes de plexiglass de longueur différente, 152,4 mm et 50 mm, et d'un diamètre de 6,35 mm ont été soumis à des écoulements couvrant toute la plage d'utilisation du système. La perte de charge sur une longueur de 102,4 mm est évaluée par différence graphique et comparée à une perte de charge théorique calculée à partir du diagramme de Moody pour un écoulement turbulent lisse sur un tube de cette dimension. Les résultats obtenus sont présentés à la figure 3.8. L'écart moyen de la valeur théorique a été évalué à plusieurs mois d'intervalle à +5,9%, à -5,7% et à +1,6%. La distribution harmonique des valeurs autour de ces écarts moyens provient du traitement des lectures recueillies qui ont été fondues en une seule courbe lissée.

Nous considérons de ces résultats que la

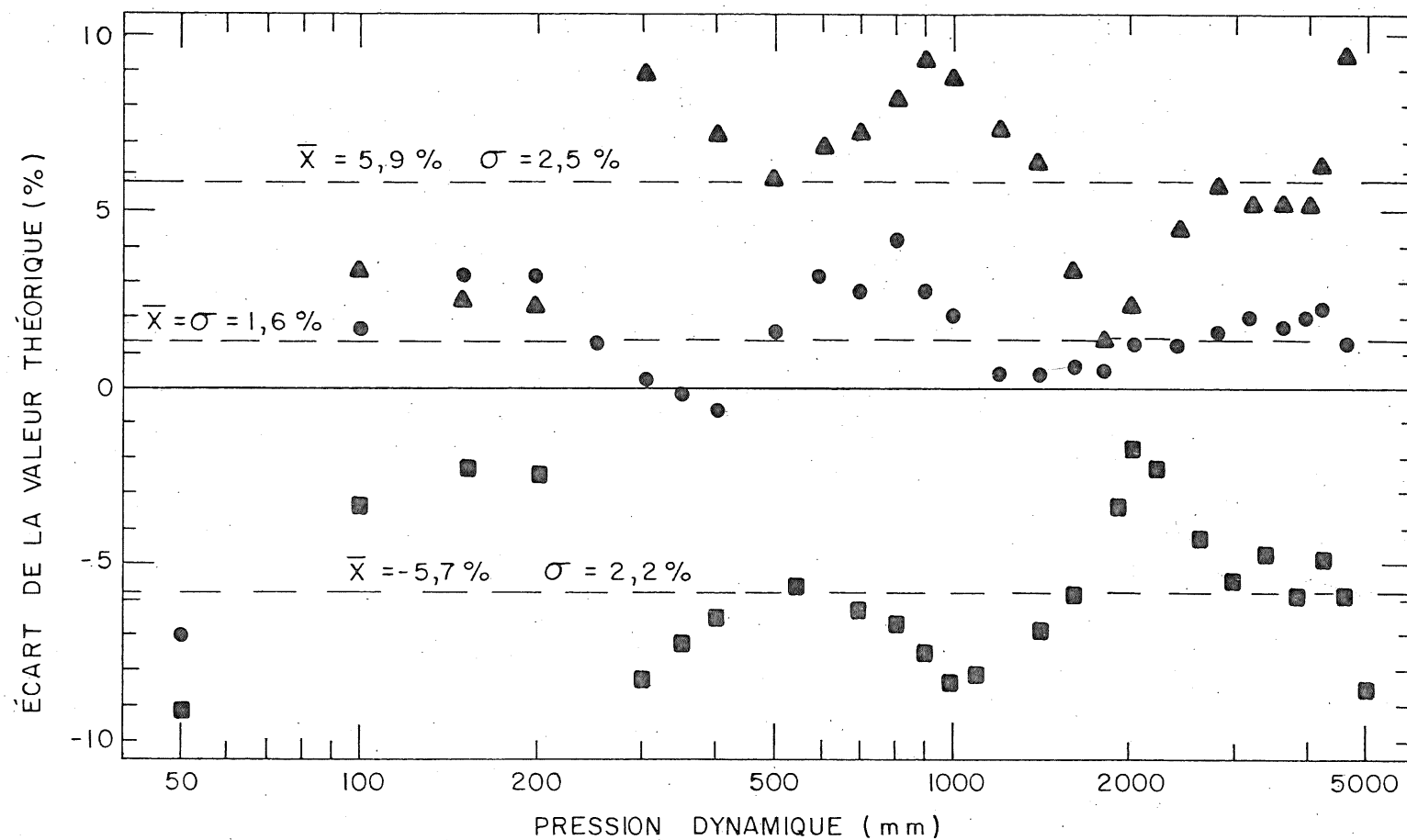


FIGURE 3.8_ PRECISION DES LECTEURS DE PRESSION VERIFIEE A TROIS REPRISES

précision des lecteurs de pression est de l'ordre de 6%. Les erreurs de lectures après traitement avec une courbe lissée amènent une erreur de l'ordre de 3% sur l'évaluation de la perte de charge dans le tube. L'utilisation de données discrètes, comme pour le cas d'un essai avec échantillon comparativement à des données tirées d'une courbe lissée, introduit une erreur estimée à environ 3%.

L'erreur sur l'évaluation de la perte de charge dans la forure serait de l'ordre de 12%. Cette erreur est répartie également entre les erreurs de lecture et la précision des lecteurs de pression.

3.2.8.2 Selon la quantité de mouvement

La perte de charge dans la forure obtenue, nous appliquons le théorème de la quantité de mouvement entre les deux sections à l'amont et à l'aval immédiat de la forure.

$$\rho_w Q(V_{am} - V_{av}) = (P_{am} - P_{av}) \frac{\pi D^2}{4} - \tau \pi DL \quad (3-18)$$

où V_{am} : vitesse moyenne à l'amont

V_{av} : vitesse moyenne à l'aval

P_{am} : pression hydrostatique à l'amont

P_{av} : pression hydrostatique à l'aval

τ : force tractrice moyenne appliquée

D : diamètre de la forure

L : longueur de la forure

Pour une même section, une même vitesse, on aura

$$\Delta P \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) - \tau \pi D L = 0 \quad (3-19)$$

et on obtient la force tractrice moyenne de la perte de charge dans la forure, ΔH_{for} ,

$$\tau = \frac{\Delta P D}{4L} = \gamma_w \frac{\Delta H_{\text{for}} D}{L} \quad (3-20)$$

Après quelques transformations, l'équation (3-1) peut être ramenée à l'équation (3-9),

$$\tau = \gamma_w \frac{\Delta H_{\text{for}} D}{L} = \gamma_w R_h \frac{\Delta H_{\text{for}}}{L} = \gamma_w R_h S_e \quad (3-9)$$

Ainsi la force tractrice en canal de laboratoire et celle sur la paroi d'une forure ont la même signification physique.

3.2.8.3 Correction pour la paroi érodée

Une érosion partielle de la paroi de la forure selon des zones de faiblesses induites lors de la préparation de l'échantillon ou intrinsèques à l'échantillon se produit durant l'essai. Cette érosion se produit généralement au début d'une période de sollicitation. L'essai peut être poursuivi à des forces tractrices très considérables sur une paroi érodée avant destruction de l'échantillon.

L'arrachement de particules et de blocs sur la paroi de la forure entraîne une augmentation de son diamètre. Le diamètre initial de la forure sera corrigé en posant que l'arrachement est uniforme sur la paroi de la forure. Cette correction est évaluée de la sédimentation sèche recueillie dans le bac de sédimentation.

La variation de volume de la forure, ΔVol , est reliée à la variation de son diamètre.

$$\Delta Vol = L \left[\pi \left(\frac{D+\Delta D}{4} \right)^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right] = \frac{\pi L}{4} [2 D \Delta D + (\Delta D)^2] \quad (3-21)$$

ΔD^2 est négligeable par rapport à $2 D \Delta D$, d'où

$$\Delta Vol = \frac{\pi L D \Delta D}{2} \quad (3-22)$$

La variation sur le volume de la forure est aussi reliée au poids sec des arrachements recueillis, ΔW_s , au poids volumique du sol saturé, γ_{sat} , et à la teneur en eau du sol érodé.

$$\Delta Vol = \frac{\Delta W_{sat}}{\gamma_{sat}} = \frac{\Delta W_s (1+w)}{\gamma_{sat}} \quad (3-23)$$

Combinant (3-22) et (3-23), on obtient,

$$\Delta D = \frac{2 \Delta W_s (1+w)}{D \pi L \gamma_{sat}} \quad (3-24)$$

Cette augmentation du diamètre de la forure entraîne des pertes de charge par turbulence. Ces pertes de charge par turbulence seront approximées

en considérant une expansion et une contraction soudaines respectivement à l'entrée et à la sortie de la forure. Les pertes de charge par turbulence, ΔH_t , pour de telles singularités sont reliées, par la quantité de mouvement, à la pression dynamique à l'entrée et à la sortie immédiates de la forure et au rapport du diamètre initial au diamètre actuel de la forure (78). Ainsi on aura pour une expansion soudaine,

$$\Delta H_t = \left[1 - \left(\frac{D}{D+\Delta D} \right)^2 \right] \frac{V^2}{2g} \quad (3-25)$$

et pour une contraction soudaine,

$$\Delta H_t = \left(\frac{1}{C_c} - 1 \right)^2 \frac{V^2}{2g} \quad (3-26)$$

Le coefficient de contraction, C_c , est donné au tableau 3.1. En combinant (3-25) et (3-26), un coefficient de turbulence dû à la singularité de transition, k_t , peut être relié au rapport du diamètre initial au diamètre actuel de la forure avec la paroi érodée.

$\left(\frac{D}{D+\Delta D} \right)^2$.01	.02	.03	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
C_c	.624	.632	.643	.659	.681	.712	.753	.813	.892	1.0

Tableau 3.1 Coefficient de contraction pour une contraction soudaine (Streeter et Wyle, 1975).

$$k_t = [1 - (\frac{D}{D+\Delta D})^2] + [\frac{1}{C_c} - 1]^2 \quad (3-27)$$

La figure 3.9 montre cette relation. Les pertes de charge par turbulence sont alors approximées par

$$\Delta H_t = k_t \frac{V^2}{2g} \quad (3-28)$$

La perte de charge dans une forure avec la paroi érodée s'établit de la façon suivante

$$\Delta H_{for} = \Delta H_{lue} - \Delta H_{int} - \Delta H_t \quad (3-29)$$

La force tractrice moyenne est calculée par la quantité de mouvement, comme à la section 3.2.8.2, en considérant l'augmentation sur le diamètre de la forure, d'où

$$\rho_w Q(V_{am} - V_{av}) = (P_{am} - P_{av}) \frac{\pi D^2}{4} - \tau \pi (D+\Delta D) L \quad (3-30)$$

La force tractrice moyenne pour une forure à la paroi érodée, en tenant compte des pertes de charges par turbulence, s'exprime par

$$\tau = \frac{\gamma_w \Delta H_{for} D^2}{4L(D+\Delta D)} \quad (3-31)$$

3.2.8.4 Rugosité relative de la forure

La rugosité relative de la forure est déterminée par le calcul du facteur de friction, f , tel que défini par la relation de Darcy-Weisbach et en

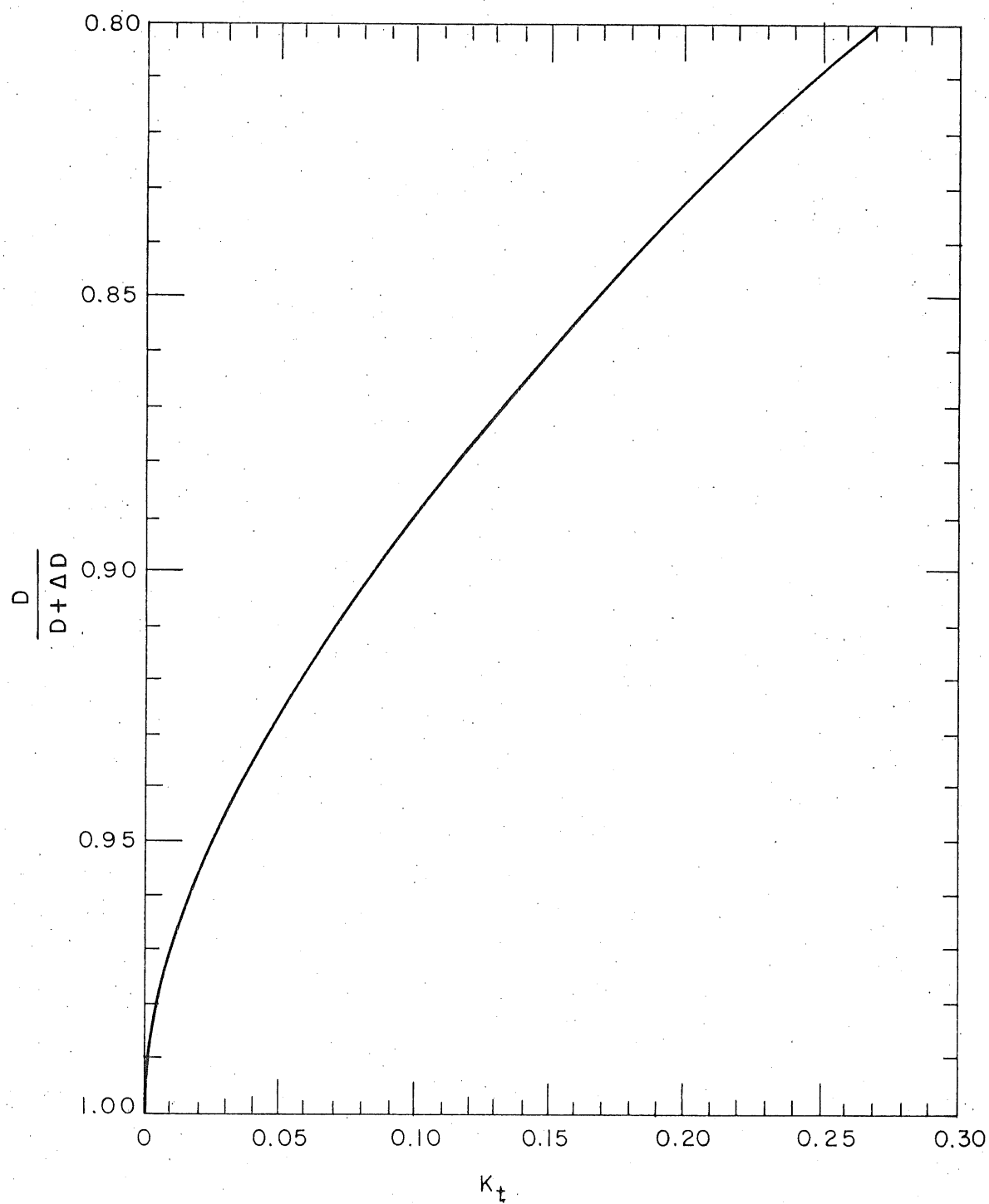


FIGURE 3.9 _COEFFICIENT DE TURBULENCE APPROXIMÉ POUR
UNE FORURE AVEC LA PAROI ÉRODÉE .

utilisant le diagramme de Moody (figure 3.10).

$$f = \frac{\Delta H_{\text{for}} D}{L V^2} 2g \quad (3-32)$$

Combinant les équations (3-20) et (3-32), on obtient

$$f = \frac{8\tau}{\rho_w V^2} \quad (3-33)$$

Pour une forure avec la paroi érodée, le facteur de friction est calculé par l'équation (3-33), en utilisant la force tractrice telle qu'établie par l'équation (3-31) et la vitesse moyenne dans la forure agrandie.

3.2.9 Programme des essais

Trois (3) argiles intactes du Québec, différenciées particulièrement par leur plasticité, ont été soumises à l'essai d'érosion sur la paroi d'une forure dans l'argile. Chacune des argiles a été soumise à l'essai à deux (2) reprises.

Afin d'évaluer l'effet de l'immersion sur la résistance au cisaillement hydraulique d'une argile intacte, deux (2) échantillons de chacune des trois (3) argiles utilisées ont été immergés immédiatement après leur taille. Après une semaine d'immersion, ils sont émergés, introduits dans le tube, forés et soumis à l'essai.

Pour fin de comparaison, des essais "Pinhole

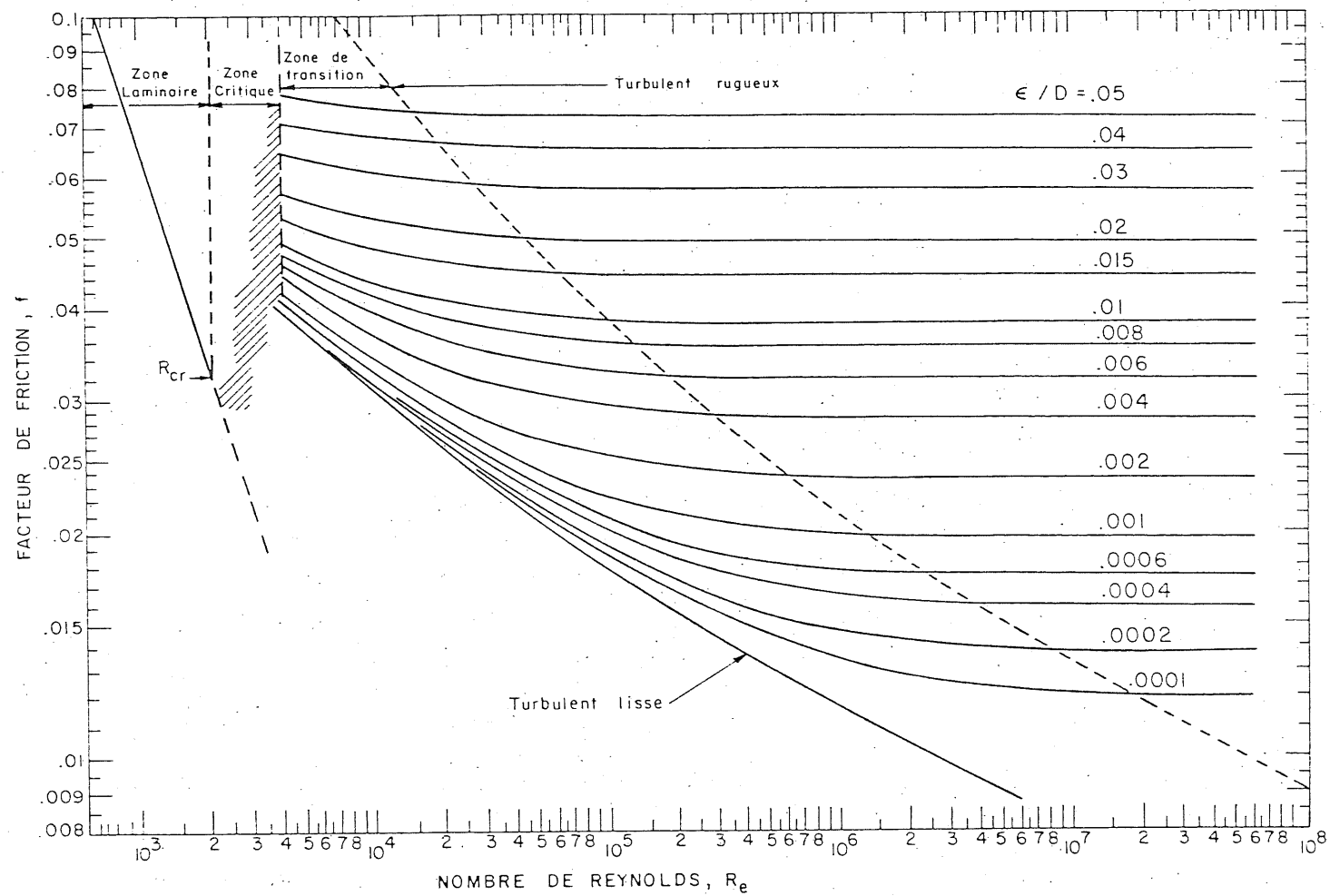


FIGURE 3.10 _ DIAGRAMME DE MOODY.

Test" (73) sont réalisés sur chacune des trois argiles sélectionnées. Des analyses chimiques sont faites sur l'extrait de l'eau interstitielle afin de compléter ces essais.

CHAPITRE 4

PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Les expériences ont été conduites sur des argiles intactes, maintenues saturées à leur teneur en eau naturelle, dans le but de comprendre les mécanismes d'érosion de ces argiles. Dans ce chapitre les résultats de ces expériences sont présentés et interprétés pour chacune des deux installations expérimentales décrites au chapitre 3.

4.1 CANAL DE LABORATOIRE

4.1.1 Argiles utilisées

Les argiles utilisées proviennent des dépôts de sédiments marins de la mer de Champlain à deux sites du Québec: Batiscan (situé entre les villes de Québec et de Trois-Rivières) et Lachute (situé au nord de Montréal). Dans les deux cas, elles ont été prélevées à une profondeur d'environ 6,5 mètres. En ce sens elles sont considérées comme intactes, n'ayant pas subi d'altération de surface.

Ces argiles ont été prélevées par blocs à l'aide d'un échantillonneur développé à l'Université de Sherbrooke (47). Les blocs d'argile provenant de Batiscan ont été prélevés à l'automne 1976 et ceux provenant de Lachute à l'été 1976. Les essais d'érosion en canal de

laboratoire se sont déroulés en avril et mai 1979. Dans cette étape exploratoire nous avons utilisé des échantillons d'argiles disponibles qui avaient été prélevés pour la réalisation d'autres études. Les argiles sont enrobées de paraffine et entreposées en chambre humide pour assurer une bonne conservation.

Lors de l'utilisation de ces argiles pour nos essais, environ 2 ans après leur prélèvement, la teneur en eau et l'indice de plasticité n'avait pas changé de façon perceptible. Une zone oxydée est parfois très apparente sur les parties extérieures des blocs. Les carrés d'argile ont été taillés au centre du bloc et les propriétés géotechniques ont été déterminées pour la partie centrale des blocs.

Une description des argiles utilisées est donnée au tableau 4.1. Les deux argiles ont des caractéristiques géotechniques semblables en ce qui concerne la granulométrie, l'indice de plasticité et la sensibilité. La résistance au cisaillement de l'argile de Lachute est cependant beaucoup plus élevée. De plus, on peut noter dans l'argile de Batiscau des plans contenant des petits amas de particules granulaires.

4.1.2 Caractéristiques des écoulements établis

Quelques analyses préliminaires de l'écoulement sans la présence d'échantillon ont permis d'évaluer la

Site	Description	w	w _L	w _P	S _u *	S _{u_r} *	S _t	sable	silt	< 2μ
LACHUTE	Homogène	60	58	25	100	3	33	3	17	80
BATISCAN	Contient plans de nodules de particules granulaires	78	62	23	33	1	33	3	15	82

* Selon le cône suédois, en kPa

Tableau 4.1 Propriétés des argiles utilisées en canal de laboratoire.

plage d'utilisation du canal employé. L'analyse de l'écoulement pour un essai avec échantillon était faite durant l'essai.

Les écoulements étaient tous de type permanent non-uniforme. La force tractrice appliquée est estimée de la pente d'énergie, entre les bornes définies à l'équation (3-10)

$$\gamma R_h S_e < \tau < \gamma h S_e \quad (3-10)$$

La profondeur d'eau au-dessus de l'échantillon est prise comme la moyenne des trois (3) mesures prises à la section transversale située à 220 cm de l'extrémité aval du canal. L'axe transversal de l'échantillon est situé à 227,7 cm de l'extrémité aval du canal. L'échantillon a une longueur de 45,7 cm.

La vitesse moyenne de l'écoulement à une section transversale est évaluée du débit. Pour les deux (2) sections transversales où une mesure détaillée des vitesses a été faite, la vitesse moyenne est évaluée graphiquement à l'aide d'un planimètre (figure 4.1). La vitesse moyenne mesurée et la vitesse moyenne calculée du débit mesuré, pour la zone où le déversoir était en opération, ont parfois des écarts allant jusqu'à 25%. Cet écart qui est difficilement acceptable est probablement dû au fonctionnement des micromoulinets. La pente d'énergie au-dessus de l'échantillon a été évaluée des hauteurs d'énergie déterminées aux sections transversales

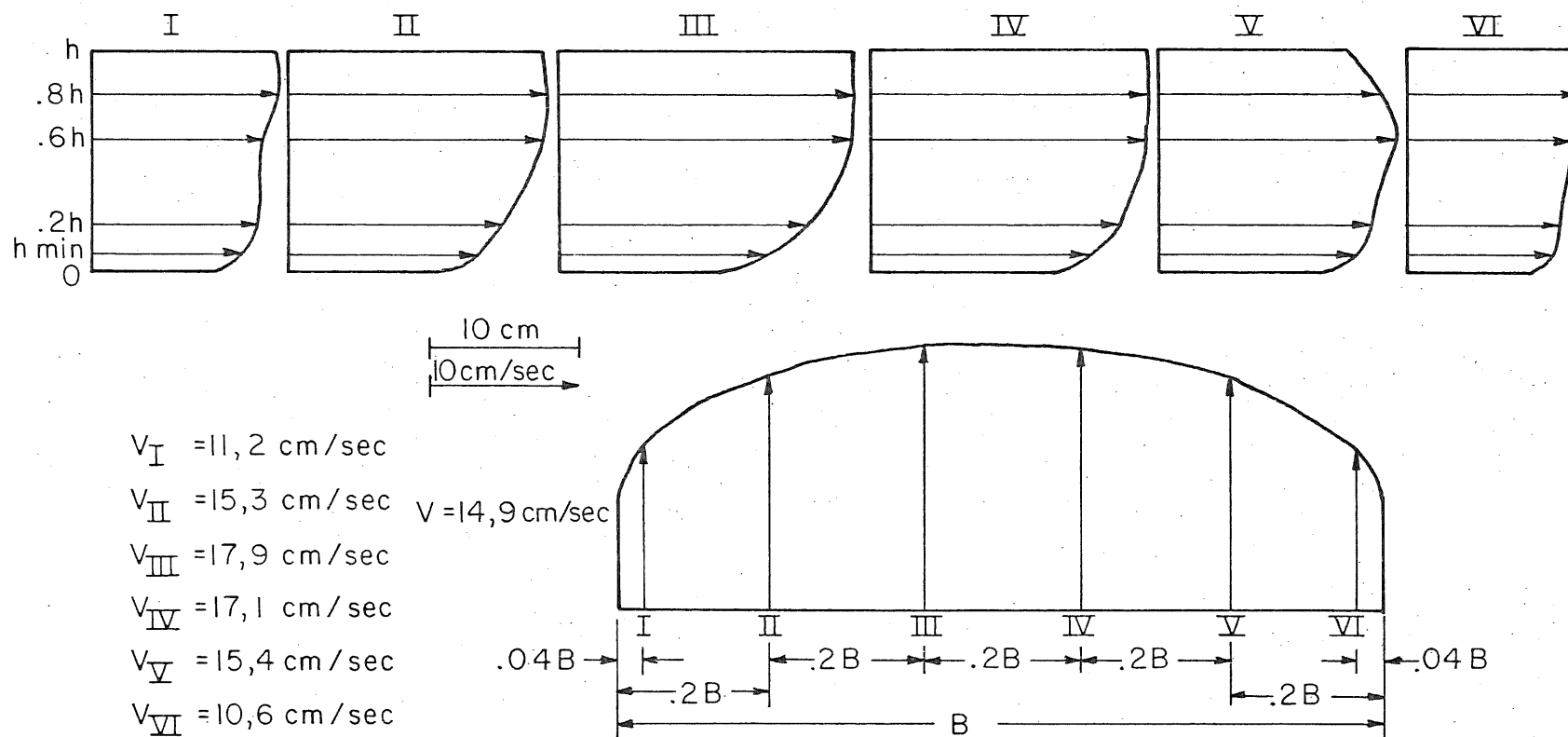


FIGURE 4.1 _ CALCUL GRAPHIQUE DE LA VITESSE MOYENNE .

(Essai 5 , section transversale 160 cm)

situées à 160 cm, 220 cm et 275 cm de l'extrémité aval du canal.

Cinq (5) essais ont été réalisés. Quatre (4) avec des échantillons d'argile intacte et un (1) avec de l'argile remaniée. Deux (2) échantillons d'argile intacte ont été assemblés et chacun a servi à effectuer deux (2) essais différents. Au premier essai l'échantillon était soumis à des conditions hydrauliques d'écoulement moins sévères qu'au second essai, où l'installation hydraulique était utilisée à sa pleine capacité. Une description des écoulements établis est présentée au tableau 4.2.

4.1.3 Observations sur les échantillons

Les observations qui suivent ont été faites pour chaque essai. Les six (6) carrés d'argile formant un échantillon vont être identifiés par leur position relative au sens de l'écoulement. La partie gauche de l'échantillon est à la gauche d'un observateur qui regarde vers l'aval et la partie droite de l'échantillon est à la droite de ce même observateur. L'aval et l'amont de l'échantillon sont respectivement à l'aval et l'amont de l'écoulement. La figure 4.2 explique cette méthode d'identification des carrés d'argile. Les sollicitations hydrauliques appliquées sont présentées au tableau 4.2.

Un document photographique placé à l'annexe B complète ces observations. Les photographies sont prises de

Essai	Echantillon	Q (m ³ /s)	V (m/s)	h (cm)	S _e	$= \gamma h S_e$ (Pa)	$\tau = \gamma R_h S_e$ (Pa)	Mécanismes d'érosion observés [*]	
1	LACHUTE	0,023	1,74	2,64	0,0150	3,95	3,53	1°	
2	(intact)	0,063	2,26	5,55	0,0155	8,45	6,93	1°	3°
3	LACHUTE et BATISCAN	0,022	1,67	2,63	0,0150	3,87	3,51	1°	2° 3°
4	(intact)	0,061	2,11	5,70	0,0145	8,12	6,64	1°	3°
5	LACHUTE (remanié)	0,012	0,16	14,4	0,000184	0,26	0,17	1°	

- * 1° Erosion de particules d'argile de la surface remaniée lors de l'installation de l'échantillon.
 2° Erosion de particules granulaires amassées en nodules et exposées à l'écoulement.
 3° Détachements de long de fissures préexistantes ou de plan de faiblesse.

Tableau 4.2 Description des écoulements établis et mécanismes d'érosion observés en canal de laboratoire.

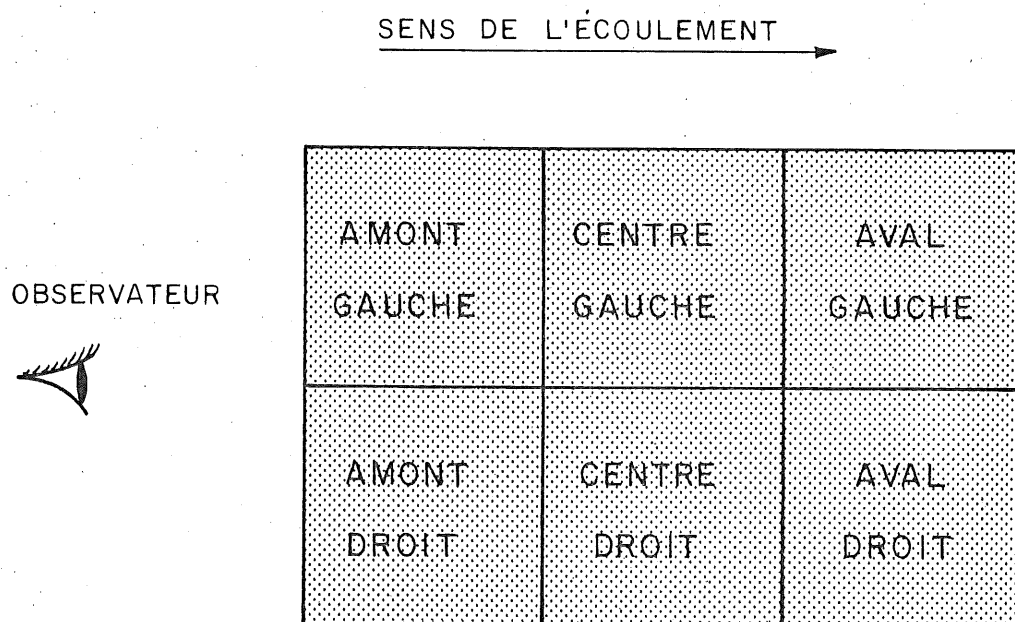


FIGURE 4.2 _ IDENTIFICATION DES CARRÉS D'ARGILES
ASSEMBLÉS EN UN ÉCHANTILLON.

manière telle que l'écoulement soit de la gauche vers la droite de l'échantillon.

4.1.3.1 Essai 1

Tous les carrés d'argile formant l'échantillon utilisé lors de cet essai ont été taillés de blocs en provenance de Lachute. Cet échantillon est le premier à être assemblé et il présente quelques défauts d'assemblage.

L'échantillon a été brisé lors de son installation. Une partie de l'échantillon s'est détachée sur un coin du carré aval gauche. Cette partie fut remplacée par de l'argile remaniée qui a été emportée au début de l'essai.

Dès le début de l'essai on a noté une érosion superficielle d'argile remaniée lors du nivelage. D'une vue d'ensemble après l'essai (photo 2), on remarque plusieurs bris à la surface. Ces bris sont dus principalement à des causes extérieures à l'écoulement (agencement, installation, confection, etc...).

4.1.3.2 Essai 2

L'échantillon est le même qu'à l'essai précédent. Il a été relevé d'environ 20 mm et nivelé au niveau du faux-fond.

Comme à l'essai précédent, on observe une érosion de l'argile fraîchement remaniée lors du nivelage. Cette forme d'érosion n'est plus perceptible après quelques minutes d'écoulement. Après deux (2) heures d'écoulement l'échantillon se brise aux jonctions et plus particulièrement à celles entre l'échantillon et le faux-fond (photos 3 et 4). Un arrachement d'un petit bloc au selon des plans bien définis s'est produit sur le carré aval droit, à sa jonction avec le carré aval gauche.

Au début de l'essai, une fissure était apparente à la surface du carré aval gauche. Après deux (2) heures d'écoulement il y a eu un important détachement selon le tracé de cette fissure (photo 5). Au début de l'essai, des taches foncées sont très apparentes à la surface du carré centre droit. Après deux (2) heures d'écoulement la teinte de ces taches est très atténuée (photo 6). L'argile fraîchement remaniée lors du nivelage semble s'étendre et adhérer à la surface de l'échantillon. Un tel phénomène est observé à l'aval de l'échantillon où une mince pellicule d'argile s'est formée sur le faux fond. On ne peut percevoir celle-ci sur les photos car elle fut essuyée avant la prise de la photo.

Après huit (8) heures d'écoulement

l'échantillon est laissé découvert à l'air libre durant seize (16) heures. Après cette période de séchage à l'air libre on pouvait observer que les joints avaient une ouverture allant de 2 à 2,5 mm. Nous avons laissé l'échantillon se saturer sous un écoulement très léger pour permettre la fermeture des joints. Environ dix (10) minutes ont suffi pour que l'échantillon ait la même allure qu'auparavant. L'écoulement a été rétabli graduellement. Après deux (2) heures quarante (40) minutes d'écoulement, l'échantillon en entier a été emporté par l'écoulement.

4.1.1.3 Essai 3

L'échantillon utilisé pour cet essai est formé de trois (3) carrés d'argile de Batiscan sur sa droite et de trois (3) carrés d'argile de Lachute sur sa gauche.

Comme pour les essais précédents, l'érosion de l'argile fraîchement remaniée lors du nivelage a été observée. Après quarante-quatre (44) minutes d'écoulement les carrés aval gauche et centre gauche ont rupturé (photo 7).

Le carré aval gauche présentait des plans de rupture de forme conchoïdale. Aucune fissure de cette forme n'apparaissait à la surface de

l'échantillon au début de l'essai. Par contre ce carré était fragile à manipuler lors de sa taille. En examinant les surplus conservés de la taille de ce carré, ceux-ci rupturaient selon des plans conchoïdaux sous une faible pression.

Le plan de rupture du carré centre gauche est en forme d'arche orientée vers un point d'appui latéral situé à la partie amont de l'échantillon. On soupçonne que la pression appliquée à cet endroit soit à l'origine de la fissure. Pour obtenir plus d'information nous avons laissé sécher les deux (2) carrés d'argile à l'air libre. Chez le carré aval gauche, les fissures de retrait se sont développées selon des plans conchoïdaux. Il existait un réseau de fissures dans ce carré qui n'était pas perceptible avant l'essai. Pour le carré centre gauche on a observé une fissure de retrait se développer selon le même plan en arche précité.

L'échantillon a été restauré en remplaçant les deux (2) carrés rupturés. Les deux (2) carrés de remplacement sont constitués d'argile de Batis-can. L'essai est poursuivi et terminé sans d'autres arrachements majeurs. D'une vue d'ensemble de l'échantillon après deux (2) heures et après vingt-quatre (24) heures d'écoulement suite à la restauration on remarque des petits détachements localisés

aux joints. La majeure partie de cette érosion s'est produite dans la première heure (photo 8).

Chez le carré aval droit, le nivelage a été fait dans un plan contenant des petits amas de particules granulaires, silt et sable. Les grains exposés aux forces de l'écoulement sont rapidement emportés. En observant le détail du carré aval droit au début de l'essai, après deux (2) heures et vingt-quatre (24) heures d'écoulement suite à la restauration de l'échantillon on a remarqué que cette forme d'érosion s'est produite en majeure partie au début de l'essai (photo 9).

4.1.3.4 Essai 4

L'échantillon utilisé pour cet essai est le même que celui de l'essai précédent. Il a été relevé d'environ dix-huit (18) mm et nivelé avec la surface du faux fond.

Dans les premières minutes de l'essai on note toujours une érosion superficielle de l'argile fraîchement remaniée. Comme pour les essais précédents on remarque quelques petits détachements aux jonctions après deux (2) heures d'écoulement. De plus, on note un important détachement sur le carré amont droit, à la jonction avec le faux-fond et suivant un plan contenant des nodules de particules granulaires. Après quatre (4) heures vingt-huit (28)

minutes d'écoulement on observe une rupture locale du carré amont droit à la jonction avec le faux-fond et suivant un plan horizontal contenant des nodules de particules granulaires. Après douze (12) heures vingt-neuf (29) minutes d'écoulement il y a rupture déterminante du carré aval droit suivant le plan contenant des nodules de particules granulaires (photo 10). De plus, on note que l'échantillon entier a pivoté autour de son axe longitudinal pour relever de 3 mm au-dessus du faux-fond sur le côté et s'enfoncer de 1 mm sur le côté gauche. L'échantillon est facilement remplacé au niveau du faux-fond. Une vue d'ensemble de l'échantillon après l'essai permet d'évaluer l'importance des détachements aux jonctions et des ruptures sur le carré amont droit (photo 10).

4.1.3.5 Essai 5

L'échantillon utilisé lors de cet essai est fabriqué d'argile entièrement remaniée en provenance de Lachute. Les conditions hydrauliques de l'écoulement sont peu sévères.

Au début de l'essai, un mince nuage de colloïde se déplace très lentement au-dessus de l'échantillon. Quelques particules fines adhèrent au faux-fond à l'aval de l'échantillon. Après quarante (40) minutes d'écoulement, aucune forme

d'érosion n'est apparente. Les rainures faites lors du nivelage demeurent intactes. Un relief est créé par l'application de linges humides (photo 11). L'écoulement est rétabli et après trois (3) heures d'écoulement il n'y a aucun changement observable à ce relief.

4.1.4 Interprétation des résultats

Trois modes de dégradation ont été observés au cours de cette série d'essai (tableau 4.2):

1. une érosion de particules d'argile de même que des petits détachements localisés aux différentes jonctions. Cette forme d'érosion est directement reliée à la fabrication et à l'installation de l'échantillon. Elle est apparue aux quatre (4) essais avec argiles intactes. Pour l'essai avec de l'argile remaniée on n'a observé que l'érosion des particules d'argile fraîchement remaniée à la surface de l'échantillon. Lors du nivelage de l'échantillon, une mince couche d'argile est remaniée et des fissures sont produites par la tension du nivelage aux joints où l'assemblage n'est pas parfait. La presque totalité de cette forme de dégradation a lieu dans les premières minutes de l'essai.

2. une érosion des particules granulaires, silt et sable, concentrées en nodules mis à nu lors du nivelage de l'échantillon. Les grains ainsi exposés sont rapidement emportés par l'écoulement puisqu'ils n'ont aucune

cohésion. On note que les particules d'argile entourant les nodules de silt n'étaient pas érodées.

3. des détachements le long de fissures et de plans de faiblesse pré-existants. Ainsi un carré d'argile de Lachute a rupturé selon des plans conchoïdaux lors de l'essai 3. Après inspection des retailles conservées et en observant la distribution des fissures de retrait nous avons conclu qu'il existait un réseau de fissures dans ce carré. Un phénomène semblable fut observé chez le carré voisin pour ce même essai. D'autre part, lors du quatrième essai un important détachement a eu lieu lorsqu'un carré d'argile de Batiscan a rupturé suivant un plan contenant des nodules de particules granulaires. La cohésion des particules granulaires étant nulle, ce plan avec des nodules de particules granulaires présentait une faiblesse par où il y a eu rupture.

Trois observations importantes ont été faites en ce qui concerne l'érosion d'une argile et la sollicitation hydraulique d'un écoulement turbulent:

1. l'arrachement de masses importantes d'argile intacte après une durée variable de la sollicitation. Ce phénomène est observé aux essais 2, 3 et 4. La durée de l'écoulement est un facteur à considérer dû à l'effet combiné des fluctuations aléatoires de la sollicitation hydraulique d'un écoulement turbulent et la fatigue progressive du matériau.

2. la formation d'une pellicule de particules fines

d'argile remaniée qui adhère à une surface unie et demeure stable. Ce phénomène est observé sur le faux-fond à l'amont de l'échantillon et peut expliquer l'atténuation marquée des taches foncées sur le carré centre droit à l'essai 2. La dimension de la particule argileuse étant de l'ordre du micron, celle-ci est submergée par la sous-couche laminaire d'un écoulement turbulent. La partie franchement laminaire de cette sous-couche laminaire peut être évaluée (19) par

$$\delta_l \approx 3.5 \frac{v}{u_*} = 3.5 \frac{v}{\sqrt{\tau/\rho_w}} \quad (2-2)$$

Pour les conditions hydrauliques les plus sévères appliquées lors de nos essais cette sous-couche aurait une épaisseur d'environ quarante (40) microns. L'écoulement par tranches laminaires dans cette zone aurait pour effet d'épandre les particules fines cohésives pour combler des pores ou pour adhérer à une surface lisse où les conditions hydrauliques locales sont moins sévères.

3. la présence d'une singularité causée par une jonction ou une fissure est de nature à augmenter les forces hydrodynamiques de traînée et de soulèvement. De même la singularité peut être faite, et orientée par rapport à l'écoulement, de manière à induire des forces de pression dynamique, ou de vitesse, dans le joint ou la fissure. Cette pression peut alors s'établir dans les plans de faiblesse perméables. Ainsi peut s'expliquer la rupture majeure du carré aval droit lors de

l'essai 4 où l'échantillon a pivoté autour de son axe longitudinal entraînant l'apparition de singularités évidentes et particulièrement défavorables à la stabilité de ce carré.

De cette partie exploratoire, il nous semble évident que nous devons concentrer nos efforts sur l'application de forces tractrices plus élevées pour une attaque rigoureuse au niveau de la particule. Cette constatation nous a amenés à l'élaboration de l'essai d'érosion sur la paroi d'une forure dans l'argile.

4.2 ECOULEMENT PAR UNE FORURE

Dans cette seconde partie, trois (3) argiles différentes ont été soumises à des essais d'écoulement par une forure. Quatre (4) essais ont été réalisés sur chaque argile: deux (2) immédiatement après la taille et deux (2) autres après une semaine d'immersion. Afin de faciliter la présentation des résultats, chacun des essais est nommé par l'abréviation de l'argile utilisée suivie d'un nombre qui indique si l'échantillon a subi préalablement une période d'immersion. Le tableau 4.3 indique cette convention.

ARGILE	Sans immersion		Avec immersion	
BROADBACK	BR1	BR2	BR3	BR4
GRANDE-BALEINE	GB1	GB2	GB3	GB4
ST-BARNABE	STB1	STB2	STB3	STB4

Tableau 4.3 Identification des essais d'écoulement par une forure.

4.2.1 Argiles utilisées

Les argiles utilisées proviennent de différents dépôts de sédiments marins à trois sites du Québec. Celles-ci ont été prélevées près de la rivière Broadback et près de la rivière Grande-Baleine dans le dépôt de sédiments de la mer de Tyrrell et à St-Barnabé, près de Trois-Rivières, dans le dépôt de sédiments de la mer de Champlain. Dans tous les cas, les argiles utilisées ont été prélevées à grande profondeur, soit respectivement à 10,5, 8,5 et 6,5 mètres pour les argiles précitées. En ce sens elles sont considérées comme intactes, n'ayant pas subi d'altération de surface.

Ces argiles ont été prélevées par blocs à l'aide d'un échantillonneur développé à l'Université de Sherbrooke (47). Les blocs d'argile provenant de Broadback ont été prélevés à l'automne 1980, ceux provenant de Grande-Baleine à l'été 1978 et ceux provenant de St-Barnabé à l'automne 1978. Les argiles ont été conservées en chambre humide enrobées de paraffine. Les essais d'écoulement par une forure ont été réalisés de mars à juin 1981.

Les propriétés géotechniques des argiles utilisées tels la teneur en eau et l'indice de plasticité n'ont pas varié de façon discernable lors de leur utilisation. Les propriétés des argiles utilisées sont données au tableau 4.4. Les trois (3) argiles ont une teneur en eau autour de 48%, un indice de liquidité supérieure à l'unité, une

SITE	BROADBACK	GRANDE-BALEINE	ST-BARNABE
Description	Homogène, traces de sable fin dissimulées	Marbrure de noir organique, traces de sable, lits sableux, présence occasionnelle de grains grossiers et de petits cailloux	Lits horizontaux de sable fin de 1 cm d'épaisseur à tous les 10 cm
w	46	50	48
w _ℓ	32	36,5	45,5
w _p	22,5	23,5	22
I _p	9,5	13	23,5
I _ℓ	2,5	2,0	1,1
Sable	1	5	3
Silt	24	32	37
<2μ	75	63	60
Su*	60	40	120
Su _r *	0,14	0,5	1,4
S _t	429	80	86
G	1,75	1,69	1,74

* en kPa, évaluée le cône suédois

Tableau 4.4 Propriétés des argiles utilisées pour l'essai d'écoulement par une forure.

sensibilité très élevée et un pourcentage de particules fines, inférieures à 2 microns, supérieur à soixante (60) allant jusqu'à soixante-quinze (75) pour l'argile de Broadback. Les argiles de Broadback et St-Barnabé sont relativement homogènes quoique dans la dernière l'on retrouve des lits de sable de 1 cm d'épaisseur. L'argile de Grande-Baleine est très hétérogène avec la présence de noir organique, de lits de sable, de grains grossiers et de petits cailloux de 3 à 6 mm de diamètre. La résistance au cisaillement de l'argile de St-Barnabé est deux (2) fois plus grande que celle de l'argile de Broadback et trois (3) fois plus grande que celle de l'argile de Grande-Baleine. Les trois (3) argiles ont une limite plastique autour de 23% mais ont des indices de plasticité différents.

Les échantillons ont été forés de manière à ce que l'écoulement soit dans la direction horizontale du dépôt. Une attention particulière a été portée à la taille des échantillons dans l'argile de Grande-Baleine pour éviter la présence de petits cailloux sur le trajet de la forure.

4.2.2 Influence de l'immersion

L'immersion d'une argile intacte saturée dans l'eau distillée ne produit qu'une désagrégation mineure de l'échantillon localisée à la surface remaniée lors de sa taille. Il semble que les argiles structurées du Québec ne soient pas sujettes de manière perceptible à la

dispersion, à la fissuration et au gonflement, lorsqu'elles sont immergées dans l'eau distillée. L'immersion influence particulièrement la résistance au cisaillement, particulièrement celle à l'état remanié, et la sensibilité en relation avec les propriétés géochimiques (Appendice A).

4.2.2.1 Propriétés géochimiques

Les propriétés géochimiques des échantillons soumis à l'écoulement par une forure sont susceptibles de varier en cours d'essai et de faire varier la résistance des échantillons. Certaines propriétés géochimiques déterminées sur les cations échangeables sont présentées au tableau 4.5. Les capacités d'échange en cations ne sont malheureusement pas disponibles. Ces propriétés géochimiques ont été déterminées sur l'ensemble de l'échantillon. Les propriétés géochimiques à la paroi immédiate de la forure, dans tous les essais, sont probablement comparables à celles déterminées sur les échantillons qui ont subi une période d'immersion. Toutefois lorsqu'il se produit un arrachement de masse selon un plan de rupture étendu, ce sont les propriétés géochimiques de l'ensemble de l'échantillon qu'il faut considérer.

Dans les échantillons de Broadback et Grande-Baleine les cations bivalents Ca et Mg sont dominants,

ECHANTILLONS	Ca	K	Mg	Na	Σ
BROADBACK	11,11	1,05	3,07	3,22	18,45
BR1	11,66	1,09	3,42	3,07	19,24
BR2	10,62	1,05	3,25	3,29	18,21
BR3	12,10	1,03	3,48	1,46	18,07
BR4	12,60	0,98	3,65	1,30	18,53
GRANDE-BALEINE	3,19	1,33	2,98	0,78	8,28
GB1	2,69	1,07	2,57	0,73	7,06
GB2	2,53	0,92	2,40	0,64	6,49
GB3	2,81	1,04	2,72	0,40	6,97
GB4	2,92	1,11	2,83	0,34	7,20
ST-BARNABE	2,26	1,29	3,22	7,44	14,18
STB1	2,48	1,15	3,42	7,44	14,49
STB2	3,41	1,16	3,48	6,26	14,31
STB3	2,59	1,07	3,35	3,00	10,01
STB4	2,75	1,13	3,45	2,92	10,25

Cations échangeables en meq/100 g de sol sec

Tableau 4.5 Propriétés géochimiques des échantillons avant et après l'essai.

avant et après l'essai avec ou sans immersion.

Pour les échantillons de St-Barnabé les cations monovalents K et Na sont dominants avant et après l'essai sans immersion, mais les cations bivalents sont dominants après l'essai avec immersion et sûrement après l'immersion tout simplement.

On remarque que les cations monovalents particulièrement le Na diminuent dans les échantillons qui ont subi l'essai et surtout chez ceux qui

ont été soumis à une période d'immersion. Ce phénomène est plus prononcé pour les échantillons de St-Barnabé qui ont d'ailleurs passé d'un milieu à cations monovalents dominants à un milieu à cations bivalents dominants. Les cations monovalents sont plus faciles à déplacer que les cations bivalents et dans un ordre de pouvoir de remplacement qui place le cation Na comme étant le plus facile des quatre (4) cations cités à déplacer (86).

Les cations bivalents Ca et Mg semblent plutôt augmenter en quantité sauf pour les échantillons de Grande-Baleine. Il ne peut y avoir eu apport de cations de l'eau utilisée car sa conductivité est maintenue très faible, près de celle de l'eau distillée. Cette tendance aurait d'ailleurs été remarquée chez tous les échantillons. Il a été trouvé que les caractéristiques géochimiques des argiles varient en fonction du milieu et de la période de conservation (80). Des interactions compliquées se produiraient entre les différents éléments chimiques contenus dans le sol de manière à augmenter la concentration des cations libres dans l'eau interstitielle et particulièrement celle des cations bivalents. Ces augmentations sont de l'ordre de 100% et 400% respectivement pour les cations monovalents et bivalents pour un échantillon d'argile de mer de Champlain conservé pendant trois (3)

mois à l'air libre et à une température de 20°C (80). Ainsi, l'augmentation en cations bivalents résulterait de ces interactions encore mal connues entre les différents éléments constitutants de nos argiles qui ont subi l'essai à une température de 20°C et un contact plus ou moins prolongé avec de l'eau distillée. L'argile de Grande-Baleine semble avoir un comportement géochimique différent qui peut être attribué au caractère hétérogène de cette argile avec la présence de noir organique qui est susceptible d'atténuer ce phénomène. On note aussi que cette argile contient peu de cations monovalents et a tendance à perdre ses cations facilement. Toutefois, la diminution des cations bivalents est moins prononcée pour les cations qui ont subi une période d'immersion, ce qui montre que le phénomène précité est apparent sur une période plus prolongée que la durée des essais.

Le nombre total de milliéquivalences de charge disponibles a tendance à diminuer avec l'immersion. Cette diminution serait surtout attribuée aux cations Na qui auraient migré massivement à l'extérieur de l'échantillon. On ne peut prétendre que la période d'immersion fixée soit suffisante à rendre l'échantillon chimiquement inerte lorsqu'il se trouve en contact avec l'eau utilisée.

Toutefois on peut supposer que la variation des propriétés géochimiques est négligeable pendant l'essai qui est d'une courte durée relative.

4.2.2.2 Propriétés géotechniques

Pour chacune des argiles utilisées la résistance au cisaillement a été évaluée au cône suédois sur une masse d'environ 500 g ayant été soumise à une période d'immersion d'une semaine dans sept (7) litres d'eau utilisée. Les résultats de cette analyse sont présentés, en parallèle avec la résistance au cisaillement avant la période d'immersion, au tableau 4.6.

SITE	Avant immersion			Après immersion		
	Su*	Su _r *	S _t	Su*	Su _r *	S _t
BROADBACK	60	0,14	429	64	.084	762
GRANDE-BALEINE	40	0,50	80	38.5	<.07	> 550
ST-BARNABE	120	1,40	86	85	<.07	>1214

* en kPa, évaluée au cône suédois

Tableau 4.6 Résistance au cisaillement des argiles avant et après une période d'immersion.

La résistance au cisaillement de l'argile de Broadback ne semble pas avoir été très affectée quoiqu'une augmentation de la sensibilité est observée. Ces changements sont toutefois de faible

ampleur et on peut considérer que cette argile conserve approximativement la même résistance après une semaine d'immersion. L'immersion a provoqué chez les argiles de Grande-Baleine et de St-Barnabé une diminution de la résistance, particulièrement à l'état remanié et résultant ainsi en une augmentation considérable de la sensibilité. Ce comportement est plus accentué pour l'argile de St-Barnabé.

Un parallèle entre ces propriétés géotechniques et les propriétés géochimiques des échantillons de l'essai avec immersion indique que les échantillons qui ont perdu le plus d'équivalences de charge montrent les plus fortes diminutions de leur résistance. Ainsi l'argile de Broadback a conservé approximativement la même concentration de charges disponibles comparativement à celles de Grande-Baleine et St-Barnabé qui ont perdu respectivement environ 14% et 29% de leur équivalences de charge. De plus, la forte diminution de la résistance de l'argile de St-Barnabé est aussi liée au fait que son complexe d'échange en cations est sursaturé (Appendice A).

4.2.3 Caractéristiques des écoulements établis

Les caractéristiques des écoulements établis dans les forures ont été définies par des valeurs moyennes en

tenant compte de l'influence du matériel emporté en cours d'essai sur l'augmentation du diamètre moyen de la forure. Le critère de fin d'essai est l'observation d'une dégradation majeure et persistante de l'échantillon. Ainsi cinq (5) échantillons (GB1, STB1-2-3 et 4) ont résisté aux conditions hydrauliques maximales de l'installation expérimentale élaborée.

Les caractéristiques des écoulements établis à la fin de l'essai sont présentées au tableau 4.7. L'ordre d'exécution des essais est indiqué. Les échantillons de St-Barnabé ont résisté à des vitesses supérieures à 10 m/s. Le domaine des forces tractrices appliquées en fin d'essai s'étend de 20 à plus de 450 Pascals pour des pentes d'énergie respectives de 0,8 à plus de 30. Les conditions hydrauliques imposées durant ces essais sont très sévères. L'installation expérimentale utilisée durant ces essais a permis de réduire les plans de faiblesse qui ont été introduits dans le montage précédent et qui limitent la portée des essais d'érosion sur des échantillons d'argile intacte.

4.2.4 Force tractrice et arrachements recueillis

La force tractrice appliquée au début d'une période de sollicitation reliée aux arrachements recueillis durant cette même période nous indique un seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs. Passé ce seuil nous observons beaucoup d'arrachements et

ESSAI	Ordre d'exécution	Durée (min)	V (m/s)	τ (Pa)	S_e (l)
BR1	1	180	6,86	181	12,3
BR2	7	165	5,41	147	10,0
BR3	10	270	8,15	323	22,8
BR4	12	210	7,69	282	18,7
GB1	6	270	8,03	471	32,8
GB2	8	90	0,93	20	0,8
GB3	9	210	6,33	354	25,8
GB4	11	225	7,14	281	19,3
STB1	2	300	10,37	393	25,4
STB2	3	285	9,64	330	22,1
STB3	4	270	10,19	421	27,1
STB4	5	300	10,36	356	22,8

Tableau 4.7 Caractéristiques des écoulements dans chaque forure à la fin de l'essai.

généralement les arrachements recueillis sont agglomérés en masse. Ce seuil de résistance est défini par la force tractrice appliquée durant la période précédant celles où l'arrachement progresse de façon continue ou subite. Les figures 4.3, 4.4 et 4.5 présentent la force tractrice reliée aux arrachements recueillis pour les trois (3) argiles utilisées. Le seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs est indiqué par une flèche s'il y a lieu. La vitesse moyenne donnée à l'abscisse supérieure est calculée du facteur de friction moyen évalué en fin d'essai pour chaque argile.

Ce seuil de résistance est lié au taux d'accroissement de la sollicitation hydraulique appliquée durant ces essais. De plus il est probable que ce seuil soit susceptible de varier avec la durée des périodes de sollicitation.

Les arrachements de masse recueillis sont généralement de forme allongée compte tenu de la forme de la surface exposée à l'écoulement. Leur dimension sera définie par leur longueur et sera nommée comme tel.

4.2.4.1 Argile de Broadback

Les échantillons d'argile de Broadback ont un seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs qui se situe entre 130 et 170 Pa si on exclut l'essai BR2 (figure 4.3). Lors de cet essai

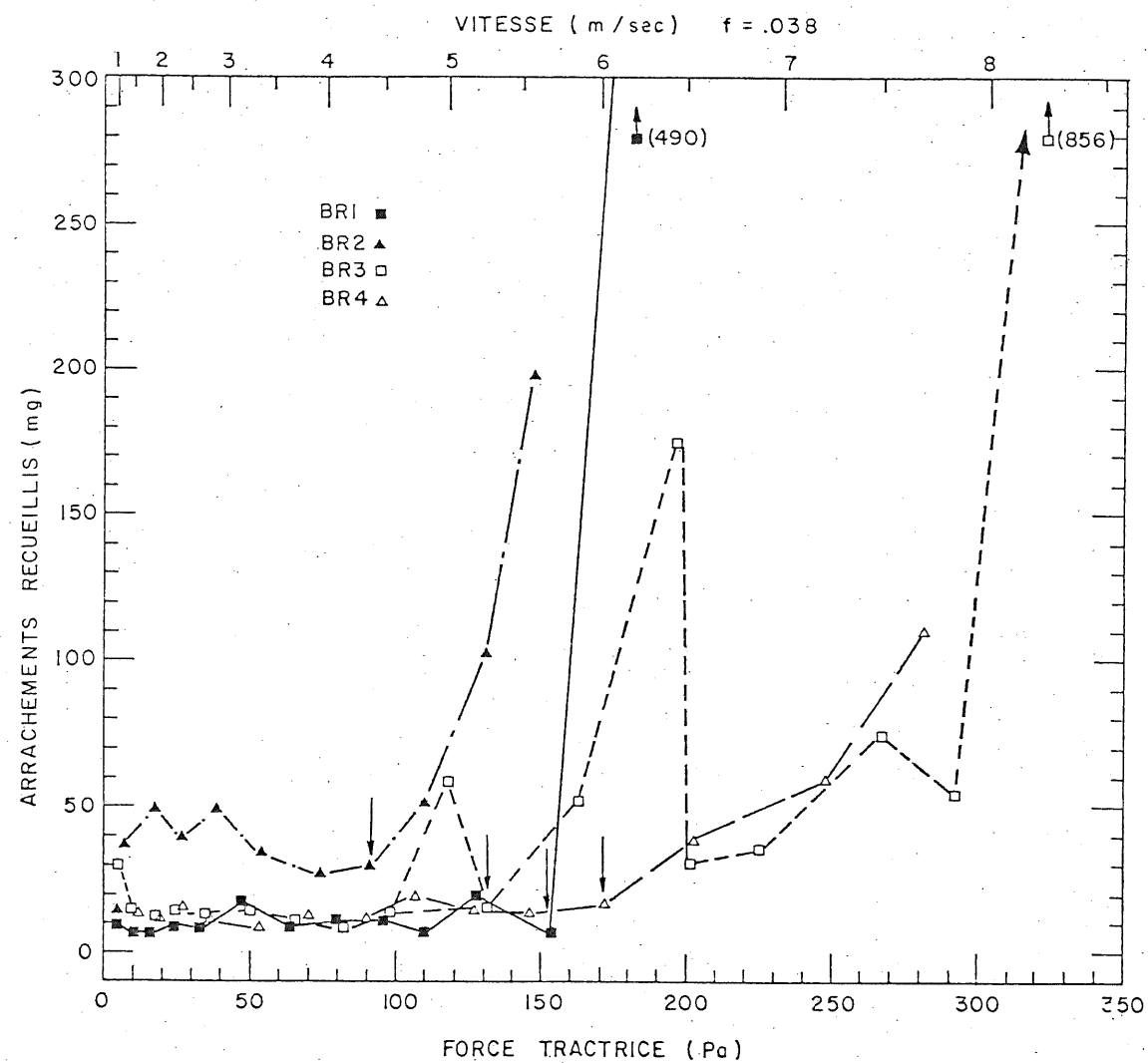


FIGURE 4.3 _ FORCE TRACTRICE RELIEE AUX ARRACHEMENTS RECUEILLIS
ARGILE DE BROADBACK .

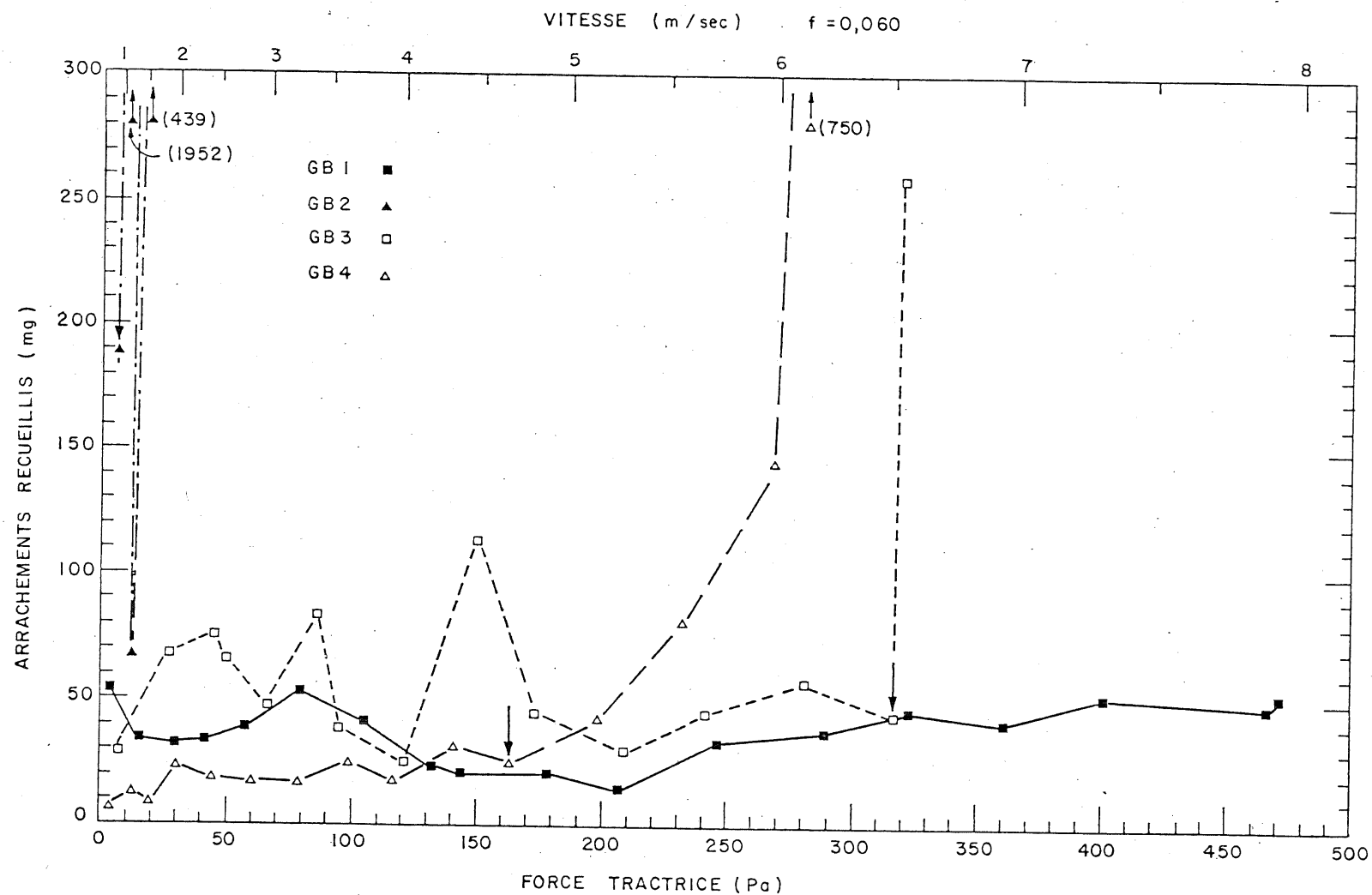


FIGURE 4.4 - FORCE TRACTRICE RELIEE AUX ARRACHEMENTS RECUEILLIS
ARGILE DE GRANDE-BALEINE .

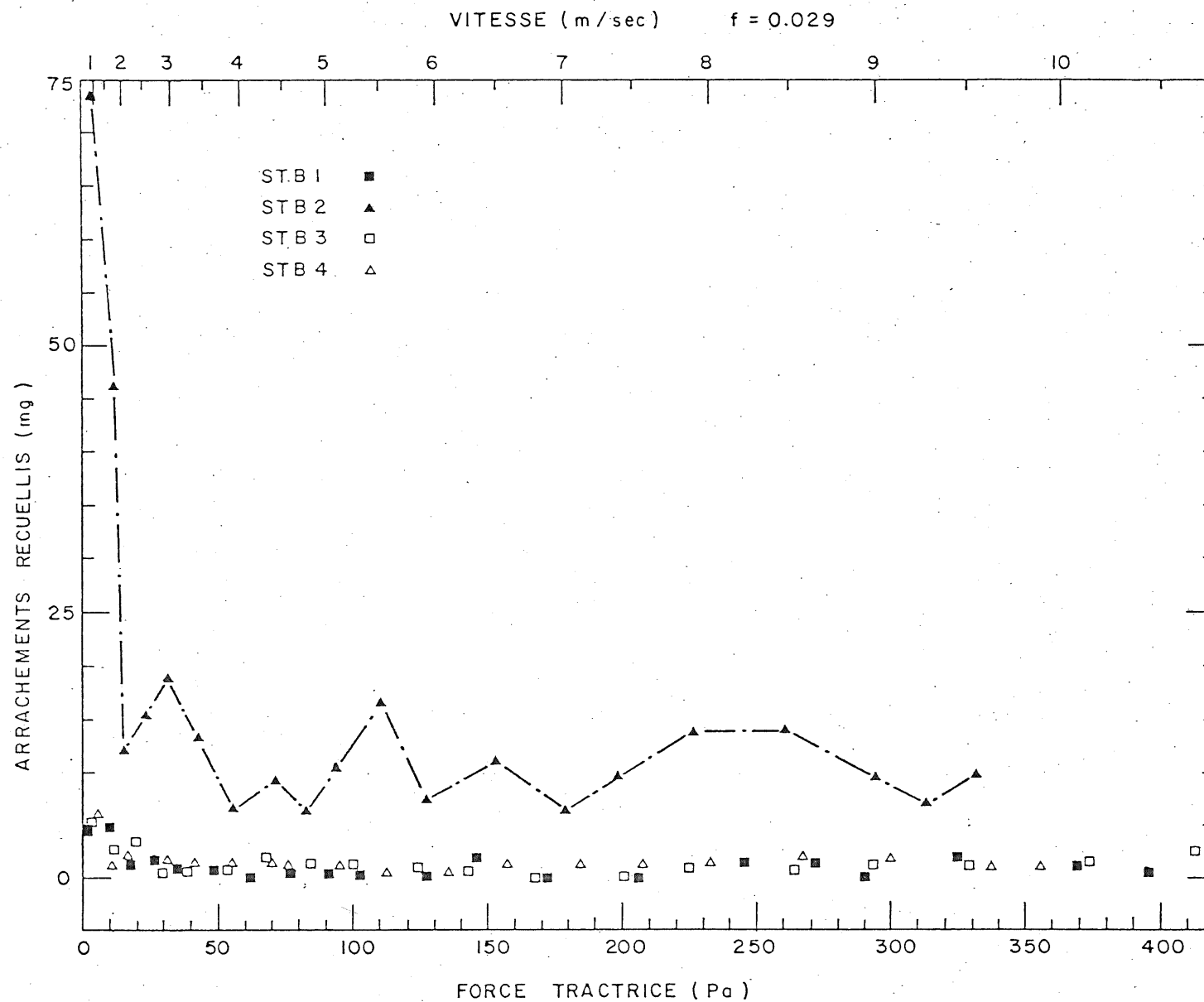


FIGURE 4.5 - FORCE TRACTRICE RELIEE AUX ARRACHEMENTS RECUEILLIS.
ARGILE DE ST-BARNABE .

beaucoup d'arrachements sont recueillis pour des périodes de sollicitations inférieures au seuil d'arrachements de masse majeurs, ce qui suppose que l'échantillon avait une certaine fragilité dès le début de l'essai. De même cette remarque peut s'appliquer, mais de manière moins affirmative, à l'essai BR3. Durant ce dernier essai l'échantillon a été soumis à des forces tractrices de beaucoup supérieures à ce seuil et celui-ci a montré une bonne résistance. Pour les trois (3) essais retenus, les arrachements recueillis durant les premières périodes de sollicitation sont de l'ordre de 10 mg de sol sec par période. Cette constance de l'arrachement pour ces trois (3) essais met en relief le caractère homogène de cette argile et la reproduction de son comportement lors de cet essai. L'écart entre les seuils de résistance aux arrachements de masse majeurs retenus pour cette argile est relativement faible compte tenu des écarts entre les sollicitations appliquées d'une période à l'autre. On peut affirmer que le seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs est peu ou pas influencé par la période d'immersion et que le comportement de cette argile très homogène est constant d'un essai à l'autre.

Les arrachements recueillis durant les premières périodes de sollicitation contiennent des

particules fines, inférieures à 0,5 mm, qui laissent une trace lorsque déplacées sous une pression du doigt. Nous identifierons ces particules comme des flocons cohésifs. Ce type d'arrachements est observé durant tout l'essai mais est moins fréquent en fin d'essai. En début d'essai on recueille aussi des particules encore plus fines difficiles à identifier. Des blocs cohésifs de longueurs inférieures à 2 mm sont recueillis pour les sollicitations inférieures ou égales au seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs sauf pour les essais BR2 et BR3 où l'on retrouve des blocs cohésifs allant jusqu'à 4 mm de longueur. Passé ce seuil la dimension et la quantité des blocs cohésifs arrachés progresse généralement avec la sollicitation. Des blocs cohésifs de 7 mm et moins ont été recueillis.

4.2.4.2 Argile de Grande-Baleine

Les échantillons de Grande-Baleine ont un seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs qui est très variable. Les seuils obtenus s'étendent sur tout le domaine des forces tractrices appliquées (figure 4.4). Le caractère hétérogène de cette argile explique ce comportement.

L'échantillon GB2 a montré une très faible résistance car l'axe de sa forure passait par le

plan d'un lit de sable. Les arrachements recueillis pour des sollicitations inférieures ou égales au seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs sont très variables d'une période de sollicitation à l'autre pour un même essai. Les observations sur les arrachements recueillis expliquent ce comportement. Il semble que la période d'immersion puisse avoir un effet sur la résistance aux arrachements de masse majeurs. Le seuil de résistance n'a pas été atteint lors de l'essai GB1 comparative-ment aux essais GB3 et GB4.

Les observations sur les arrachements recueillis sont très pertinentes à l'explication du comportement de cette argile. Ainsi lors de l'essai GB2, une grande quantité de sable a été recueillie dès le début de l'essai. Cet échantillon a été soumis à des sollicitations supérieures à celles où la majeure partie du sable a été emportée. Les arrachements alors recueillis étaient composés de sable fin, de quelques flocons cohésifs et de blocs cohésifs allant jusqu'à 11 mm de longueur. Les blocs cohésifs ont un aspect poreux car cette argile contient des grains de sable emprisonnés dans la matrice argileuse.

Dans les trois (3) autres essais, on recueille du sable et des grains grossiers allant jusqu'à

3,5 mm de diamètre pour les sollicitations inférieures au seuil de résistance défini. Le poids sec des arrachements recueillis durant ces périodes de sollicitation fluctue d'autant plus que cette forme d'arrachements est importante. Ainsi c'est à l'essai GB3 que l'on recueille les plus gros grains et les pics observés dans le diagramme force tractrice-arrachements recueillis correspondent exactement à la présence de ces grains grossiers dans les sédiments recueillis. Nous avons noté la propreté de ces grains qui sont libres de tout résidu de leur matrice argileuse. A ce type d'arrachements s'ajoute des particules fines, des flocons cohésifs et quelques blocs cohésifs généralement inférieurs à 2 mm. A l'essai GB3 nous avons recueilli des blocs allant jusqu'à 4 mm de longueur lorsqu'il y a eu arrachement de grains grossiers.

Pour des sollicitations supérieures au seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs, la quantité et la dimension des blocs cohésifs arrachés augmentent. Cette forme d'arrachement progresse généralement avec la force tractrice appliquée. La longueur maximale des blocs cohésifs arrachés durant ces périodes de sollicitation est de 11, 5,5 et 7 mm respectivement pour les essais GB2, GB3 et GB4. La figure 4.6 montre la dimension de ces blocs reliée au seuil de résistance défini.

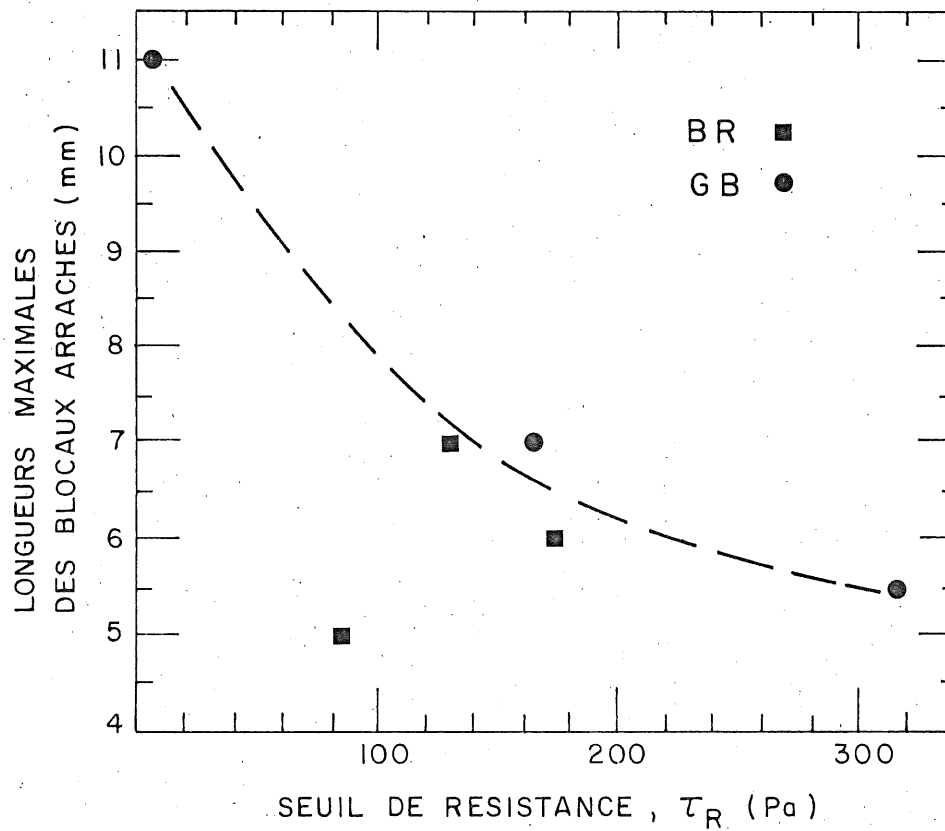


FIGURE 4.6 - DIMENSION MAXIMALE DES BLOCAUX
ARRACHES A DES FORCES TRACTRICES
SUPERIEURES AU SEUIL DE RESISTANCE.

Cette relation est aussi faite pour l'argile Broad-back à l'exception de l'essai BR1 où les données ne sont pas disponibles. On observe que la dégradation de l'échantillon se produit par des blocs d'autant plus gros que le seuil de résistance est faible.

Un point est à l'écart de cette relation et il provient de l'essai BR2 qui avait déjà montré un comportement discutable. De plus, cette constatation confirme la validité du seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs puisqu'il est relié à l'importance de la masse cohésive arrachée individuelle à des forces tractrices supérieures à ce seuil.

De ces observations on note qu'à des forces tractrices inférieures au seuil de résistance défini, les grains de sable grossier sont soumis individuellement aux forces de l'écoulement et délogés de leur matrice. Passé ce seuil c'est plutôt des blocs cohésifs qui sont emportés. La propreté de ces grains grossiers recueillis indique qu'il y a eu affouillement autour des grains avant qu'ils soient délogés. Les grains grossiers à la paroi ont dû être déplacés légèrement lors du forage et la structure de leur matrice argileuse a pu être brisée. De même ces grains ont été soumis individuellement à des vibrations soutenues dues à la turbulence de l'écoulement. Ces vibrations auraient aussi contribué

à briser la structure de la matrice argileuse qui serait alors facilement lavée de la surface du grain.

4.2.4.3 Argile de St-Barnabé

Les échantillons de l'argile de St-Barnabé sont très résistants à l'arrachement. Des forces tractrices supérieures à 400 Pa ont été appliquées sans provoquer d'arrachements de masse majeurs (figure 4.5). Ainsi aucun seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs n'a pu être déterminé. Pour l'échantillon STB2 l'axe de la forure a croisé un lit de sable, ce qui explique le fort arrachement en début d'essai. Le nettoyage du lit de sable se poursuit de manière moins prononcée par la suite et même pour cet échantillon, nous avons utilisé l'installation expérimentale à sa pleine capacité sans provoquer d'arrachements de masse majeurs.

A l'exclusion de l'essai STB2, la masse de sol sec recueillie est généralement inférieure à 2 mg et parfois elle est non décelable. L'arrachement est légèrement supérieur en début d'essai et doit provenir de la zone remaniée lors du forage de l'échantillon. Les arrachements recueillis sont du sable fin et des particules fines difficiles à identifier. A l'essai STB2 nous avons recueilli du sable fin et peu de matériel cohésif.

4.2.5 Arrachement des particules fines

Les résultats de l'analyse de l'arrachement des particules fines sont présentés au tableau 4.8. On rappelle que l'échantillonnage de l'eau qui a traversé la forure est fait, pour chaque essai, au début des trois (3) premières périodes de sollicitation. Cet échantillonnage correspond approximativement au 1^{er}, 10^e et 50^e litre d'eau à traverser la forure.

La suspension ($d < 15$ microns) retenue sur le filtre 0,45 micron est généralement très inférieure à celle retenue sur le filtre 5 microns. N'ayant pas utilisé d'agent dispersant lors de l'analyse de la suspension, celle-ci serait constituée de particules cohésives agglomérées. Les argiles utilisées ne sont donc pas dispersives à l'état intact. Cette affirmation s'appuie sur la connaissance de la granulométrie de ces argiles (figure 4.7), déterminée avec un agent dispersant, qui indiquent un fort pourcentage de particules plus petites que 5 microns: respectivement 93%, 77% et 73% pour les argiles BR, GB et STB. Avec la période de sédimentation préalablement imposée, peu de particules auraient dû être retenues sur le filtre 5 microns. Il est vrai que la porosité du filtre diminue avec la suspension retenue sur celui-ci. Toutefois le rapport de la suspension retenue sur le filtre 5 microns à celle retenue sur le filtre 0,45 micron est souvent plus important pour les

Echantil-
lonnage
Filtration

		BROADBACK				GRANDE-BALEINE				ST-BARNABE			
		1 ¹	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1 ^{er}	5μ	26,36	19,8	24,92	27,80	10,96	64,36	92,04	22,08	3,04	18,68	7,48	12,96
	,45μ	9,12	4,40	23,76	8,84	0,24	12,64	46,48	4,80	0,64	6,12	4,56	1,12
2 ^e	5μ	2,36	ND ²	3,16	2,12	8,52	25,64	13,32	3,00	0,68	2,92	x	0,24
	,45μ	0,76	ND	0,16	ND	ND	3,40	2,16	0,88	ND	0,44	x	0,48
3 ^e	5μ	2,0	ND	3,32	2,32	4,52	5,60	ND	1,84	1,56	10,20	0,76	ND
	,45μ	0,64	ND	ND	ND	ND	ND	4,04	2,08	ND	2,36	ND	ND

1 numéro de l'essai

Données en mg/ℓ

2 ND: non-décelable

Tableau 4.8 Suspension dans l'eau recueillie au début des trois premières sollicitations.

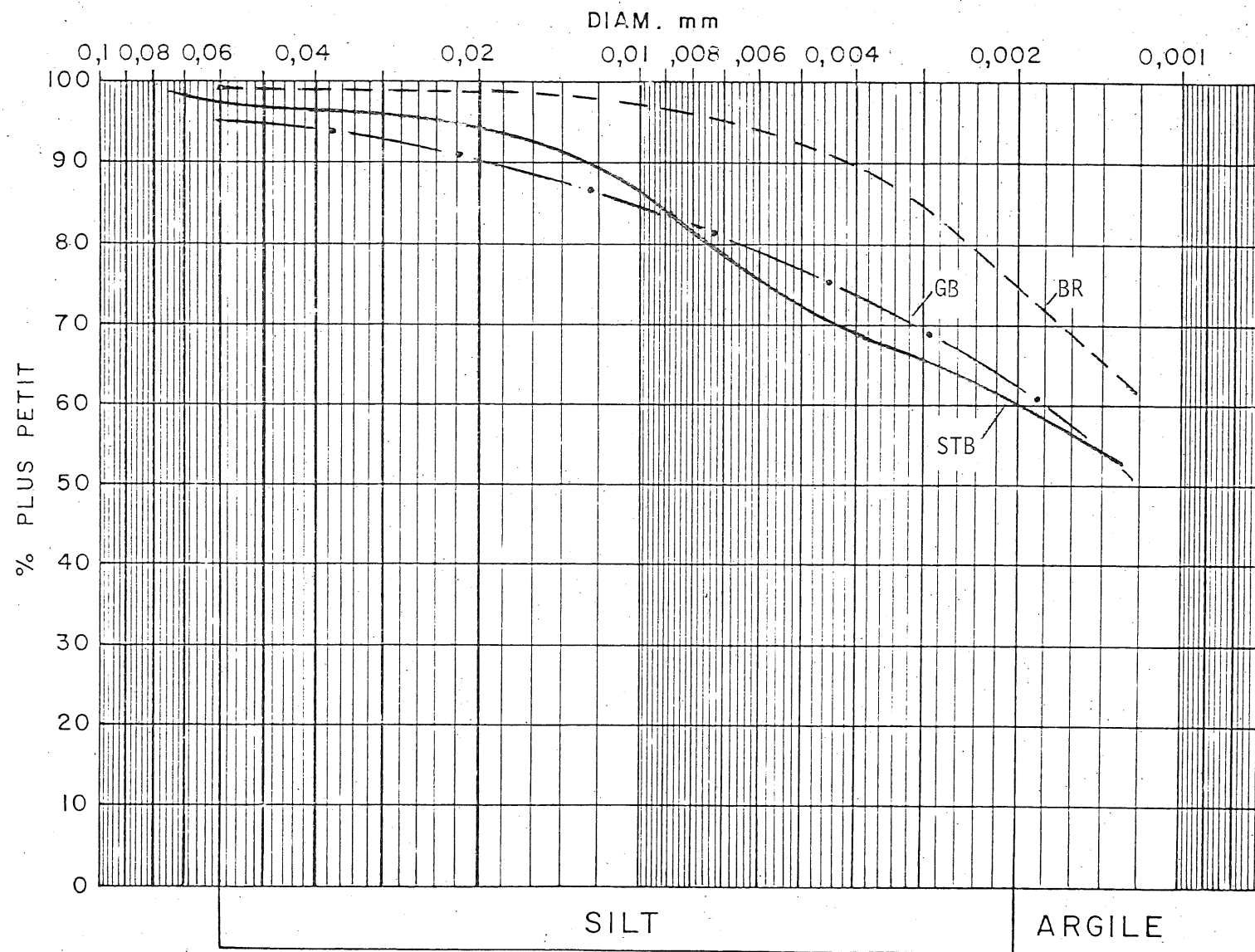


FIGURE 4.7 _ GRANULOMETRIE DES ARGILES UTILISEES

échantillons qui contiennent peu de suspension. L'inverse aurait dû se produire si les particules cohésives n'étaient pas agglomérées. De plus ceci indique que le volume de filtration est adéquat et ne permet pas un colmatage excessif des filtres.

Le pourcentage moyen, pour les trois (3) échantillonnages d'un essai, de la suspension retenue sur le filtre 5 microns est présenté au tableau 4.9. La suspension retenue sur le filtre 5 microns est souvent supérieure chez les essais avec des échantillons qui n'ont pas subi de période d'immersion, pour un pourcentage moyen autour de 85% de la suspension totale retenue comparativement à 71% chez les essais avec des échantillons qui ont subi une période d'immersion. Les propriétés géochimiques semblent influencer la dimension des agglomérations de particules fines emportées par l'écoulement.

<div>Essai</div> <div>Argile</div>	1	2	3	4
BROADBACK	74	82	57	78
GRANDE-BALEINE	89	78	58	89
ST-BARNABE	99	86	67	78

Tableau 4.9 Pourcentage de la suspension retenue sur le filtre 5 microns.

La figure 4.8 présente la suspension évaluée de la retenue sur les filtres en fonction de la force tractrice appliquée à l'instant de l'échantillonnage. La suspension dans le premier litre échantillonné est supérieure à celle des échantillonnages subséquents. Ces particules fines proviennent de la zone remaniée lors du forage. Le taux d'érosion, en mg/min, diminue rapidement par la suite compte tenu que les débits existants lors des trois (3) échantillonnages sont respectivement autour de 1,8, 2,7 et 3,6 litres par minute. Toutefois, il est hasardeux de faire ce dernier développement en détail car plusieurs suspensions sont évaluées à l'intérieur de la limite d'erreur de la méthode d'analyse employée.

La suspension moyenne lors des deux (2) derniers échantillonnages, et particulièrement le 3^e, est généralement semblable pour chacune des argiles. Un taux d'érosion des particules fines peut être évalué pour chacune des argiles. Toutefois, ce taux d'érosion ne prévaut pas pour toute la durée de l'essai puisque nous aurions observé une augmentation marquée du diamètre de la forure (tableau 4.10). Une telle dégradation n'a pas été observée. Les particules fines proviennent donc de la zone remaniée et sont emportées à des forces tractrices réduites.

La suspension moyenne évaluée des trois (3) échantillonnages d'un essai varie appréciablement avec les argiles. L'argile de Grande-Baleine donne beaucoup de

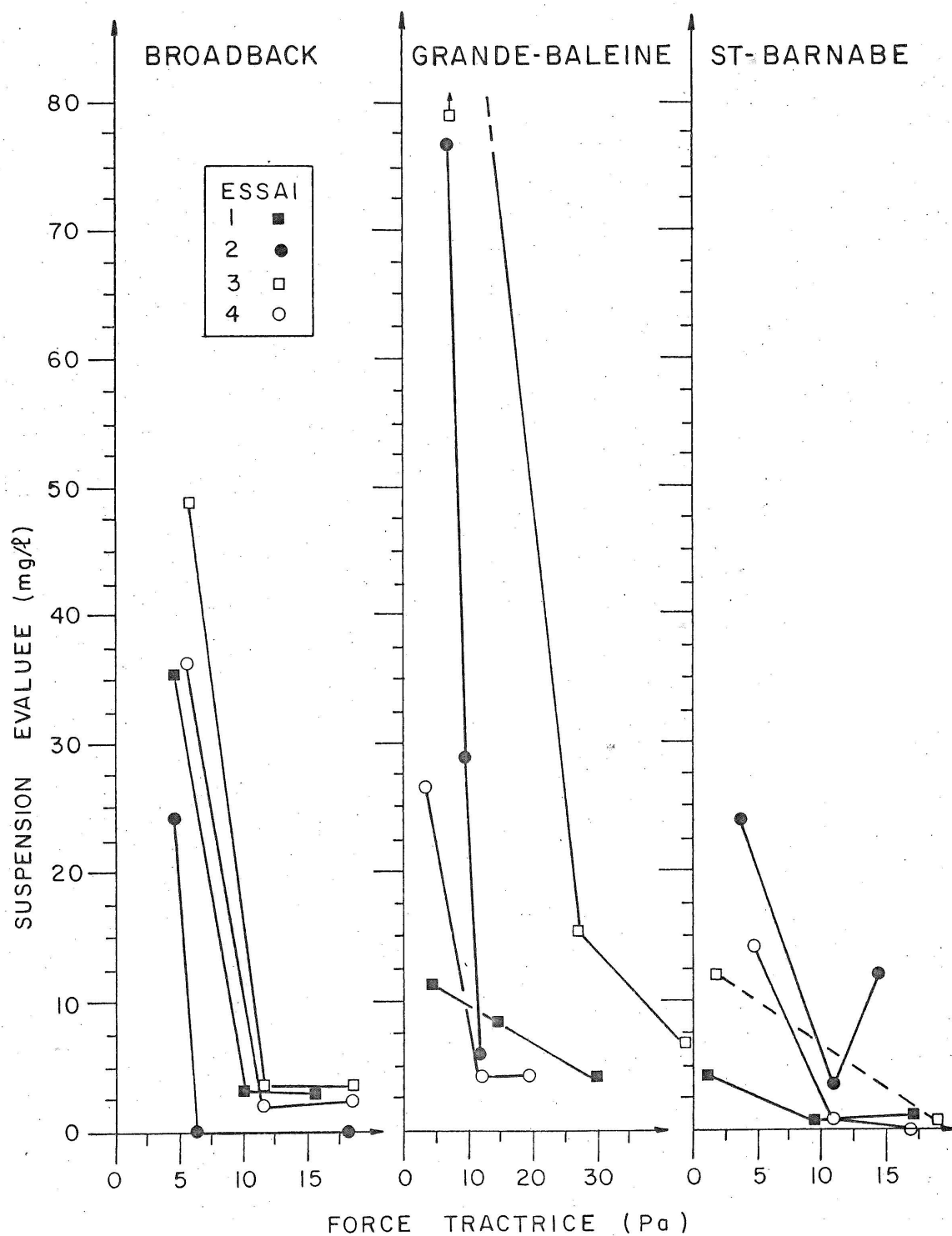


FIGURE 4.8 - SUSPENSION EVALUEE EN FONCTION DE LA FORCE TRACTRICE APPLIQUEE .

	Suspension (mg/l)	Taux d'érosion (mg/min)	Durée d'écoulement (min)	Sol sec emporté (mg)	ΔD (mm)	$\frac{\Delta D}{D}$ (%)
BROADBACK	2,5	9	200	1800	1,51	24
GRANDE-BALEINE	4	14,4	225	3240	2,87	45
ST-BARNABE	1	3,6	285	1026	0,88	14

Tableau 4.10 Variation du diamètre de la forure calculée pour le taux d'érosion des particules fines au 3^e échantillonnage.

suspension. Lors du forage de cet échantillon, beaucoup de grains de sable ont été déplacés en imposant un fort remaniement à la paroi de la forure. Cette remarque s'applique aussi à l'échantillon de l'essai STB2. Les argiles de Broadback et St-Barnabé sont relativement homogènes tout en ayant, en début d'essai, des taux d'érosion de particules fines différents. Toutefois les arrachements recueillis durant les trois (3) premières périodes de sollicitation sont plus importants pour l'argile de Broadback.

La figure 4.9 montre la suspension moyenne des trois (3) échantillonnages effectués reliée aux arrachements recueillis durant les trois (3) premières périodes de sollicitation. L'érosion des particules fines croît avec les arrachements recueillis. Les échantillons dont la forure contient des grains de sable à la paroi, donnent beaucoup de suspension de même qu'une forte masse d'arrachements recueillis. Là encore la suspension croît avec les arrachements recueillis. L'importance de la suspension est aussi caractérisée par le type d'argile. Ainsi pour les argiles de Broadback et St-Barnabé la suspension moyenne est assez semblable d'un essai à l'autre si on exclut les essais où on a recueilli beaucoup d'arrachements (BR2 et STB2). Ces deux (2) argiles sont relativement homogènes et le forage a engendré une zone remaniée d'une même importance dans les différents échantillons. Ainsi pour l'argile de Broadback la suspension moyenne en début

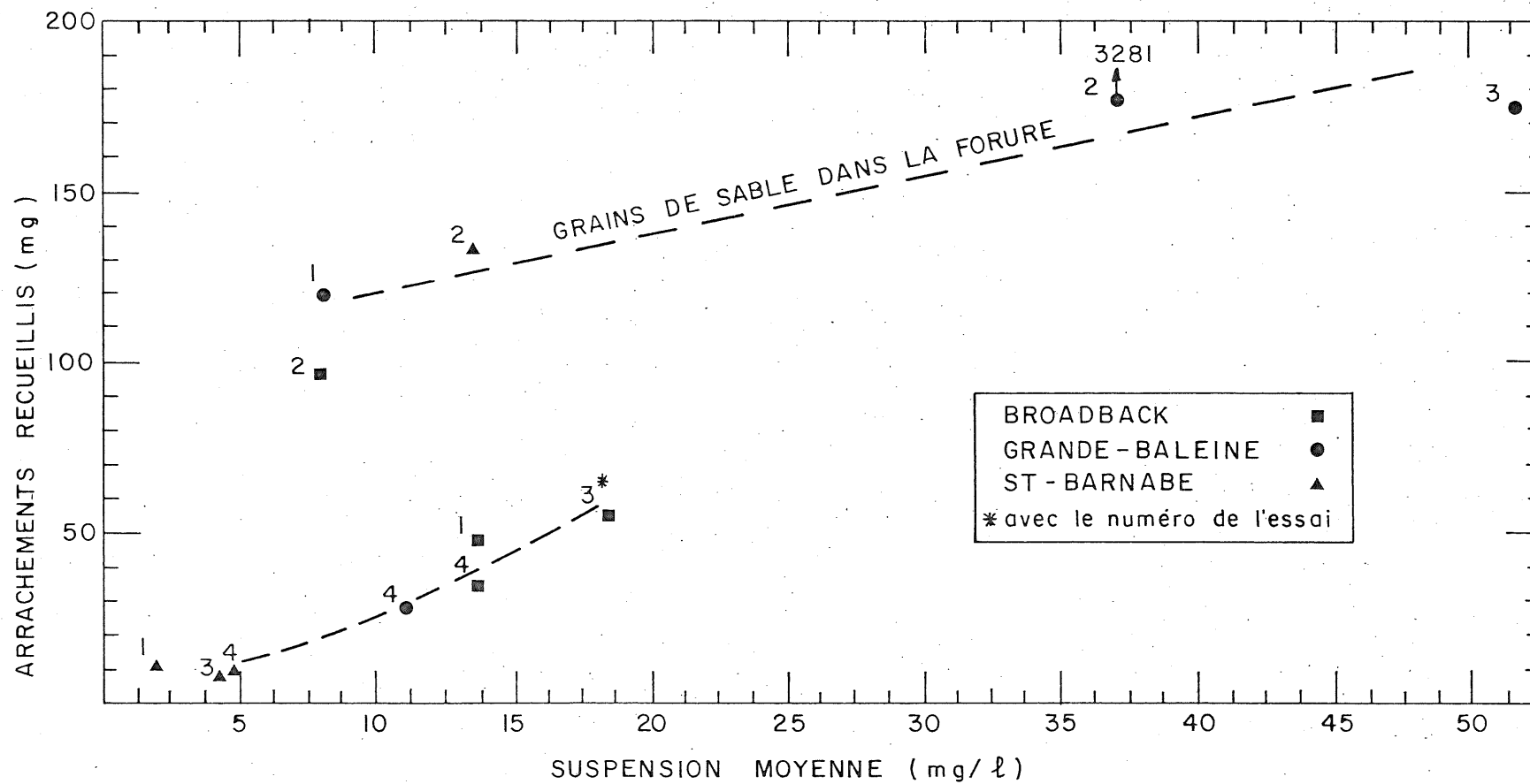


FIGURE 4.9 - SUSPENSION RELIEE AUX ARRACHEMENTS RECUEILLIS.

d'essai est autour de 15 mg/l comparativement à 4 mg/l pour l'argile de St-Barnabé. Cette dernière a subi un remaniement de surface moins prononcé au forage comparativement à la précédente. La résistance de cette argile est d'ailleurs beaucoup plus élevée. L'importance du remaniement de surface lors du forage serait reliée à la résistance de l'argile et à la présence de grains de sable sur le trajet de la forure.

L'analyse de l'arrachement des particules fines nous a permis de voir que celles-ci proviennent particulièrement de la zone remaniée. L'arrachement de sol, cohésif et granulaire, à la paroi entraîne aussi un arrachement au niveau des particules fines. Pour la durée des essais, on peut affirmer qu'à des forces tractrices élevées, le taux d'érosion des particules fines est très faible sinon nul. Les particules fines en provenance de la surface remaniée ne seraient pas dispersées, mais semblent agglomérées.

4.2.6 Observations sur la forure érodée

Les observations sur la forure après l'essai donnent des indications sur les formes d'arrachements qui se sont produits. De plus, avec une bonne connaissance des conditions hydrauliques, il a été possible d'observer l'évolution du facteur de friction durant l'essai qui est relié à la rugosité relative de la forure.

4.2.6.1 Formes de dégradation

Les formes de dégradation qui se sont produites sont très variées. Les photos 12 à 23 présentent les parois érodées de la forure pour chacun des essais. Toutefois, avant de traiter de l'aspect de la forure érodée, nous tenons à mettre en évidence la qualité de la forure à sa sortie. Les photos 24 à 26 présentent une vue extérieure après l'essai de l'extrémité aval de la forure pour tous les échantillons de chacune des trois (3) argiles utilisées. Hormis les échantillons dont l'axe de la forure rencontrent l'axe d'un plan de granulaires (GB2 et STB2), on peut observer que les conditions à la sortie de la forure sont très bonnes et parfois excellentes. Le montage utilisé permet de bonnes conditions hydrauliques à la sortie de l'échantillon et n'entraîne généralement pas une singularité marquée à cette transition.

Les échantillons de l'argile de Broadback se dégradent par des arrachements de masse qui sont souvent localisés à l'entrée et/ou associés à des fissures apparentes. L'échantillon BR2, à la photo 13, présente une dégradation selon un plan de cisaillement très marqué qui a provoqué une détérioration de la forure à des forces tractrices relativement réduites. On note de petits détachements répartis le long de la forure et plus particulièrement à

l'échantillon BR4 (photo 15). Sur ce dernier échantillon, on remarque une dégradation par feuillets orientés à peu près perpendiculairement au forage et fort probablement dans le sens de la stratification du dépôt. Le processus de déposition de ces sédiments fins aurait engendré des plans de faiblesse par où l'argile se dégrade en feuillets. Le forage a pu contribuer à affaiblir ces plans. La paroi de la forure perpendiculaire à la stratification montre une très grande résistance à l'érosion et aucune forme de dégradation n'est observée (photo 27). Aucune érosion de particules fines en provenance de l'argile intacte n'a été observée si l'on considère que les aspérités et les reliefs n'ont pas été aplanis même pour des forces tractrices élevées. La surface est plutôt moins lisse qu'en début d'essai.

Pour les échantillons de l'argile de Grande-Baleine, la forure présente après l'essai une surface généralement très rugueuse et irrégulière. La présence de cavités d'où ont été délogés des grains grossiers impose un fort relief. Des stries faites lors du forage, à cause de la présence de grains grossiers, sont demeurées bien distinctes même pour des forces tractrices très élevées. Divers arrachements sont répartis le long de la forure compte tenu du fort remaniement imposé lors du forage.

Des arrachements de masse localisés se sont produits sur les échantillons GB2 et GB4. Ces arrachements de masse sont reliés à la présence d'un plan de sable, combinée à celle d'une fissure dans le cas de l'échantillon GB4. D'ailleurs ce dernier échantillon présentait très peu de grains et de stries à la paroi de la forure.

Pour les échantillons de St-Barnabé, les conditions d'entrée et de sortie sont demeurées excellentes durant toute la durée de l'essai, sauf pour l'échantillon STB2 où le plan de sable est très apparent (photo 21). Cette argile est très résistante à l'érosion et sa forure est demeurée intacte compte tenu des très grandes forces tractrices appliquées. La rugosité de cette forure est uniforme et formée de petits pores. Les particules délogées de ces pores étaient probablement des grains de silt ou de sable ou encore des particules cohésives dérangées lors du forage. S'il y avait eu érosion prononcée au niveau des particules fines en provenance de la partie intacte de l'échantillon, nous aurions probablement obtenu une surface beaucoup plus lisse et une forure agrandie. Toutefois, la dégradation de cette argile est susceptible de se produire au niveau des particules compte tenu de sa grande résistance à l'érosion de masse.

4.2.6.2 Rugosité relative de la forure

L'évolution du facteur de friction dans le diagramme de Moody nous permet de déterminer la rugosité relative de la forure, équivalente à celle d'une conduite de type commercial. Les figures 4.10 à 4.21 donnent cette relation pour tous les essais effectués. Le seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs est indiqué s'il y a lieu. Pour un nombre de Reynolds relativement identique les facteurs de frictions évalués au début et à la fin de la période de sollicitation sont reliés par un trait continu. Généralement le facteur de friction évalué à la fin d'une période de sollicitation est supérieur à celui évalué au début de cette même période. Cette constatation est d'autant plus vraie que l'écart entre les facteurs de friction évalués est grand.

L'évolution du facteur de friction montre une augmentation subite de la rugosité relative à des sollicitations supérieures au seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs. Cette augmentation subite du facteur de friction est reliée à la singularité engendrée à la suite des arrachements de masse majeurs. Ainsi la rugosité relative de la forure est déterminée par le facteur de friction correspondant à la sollicitation appliquée au seuil

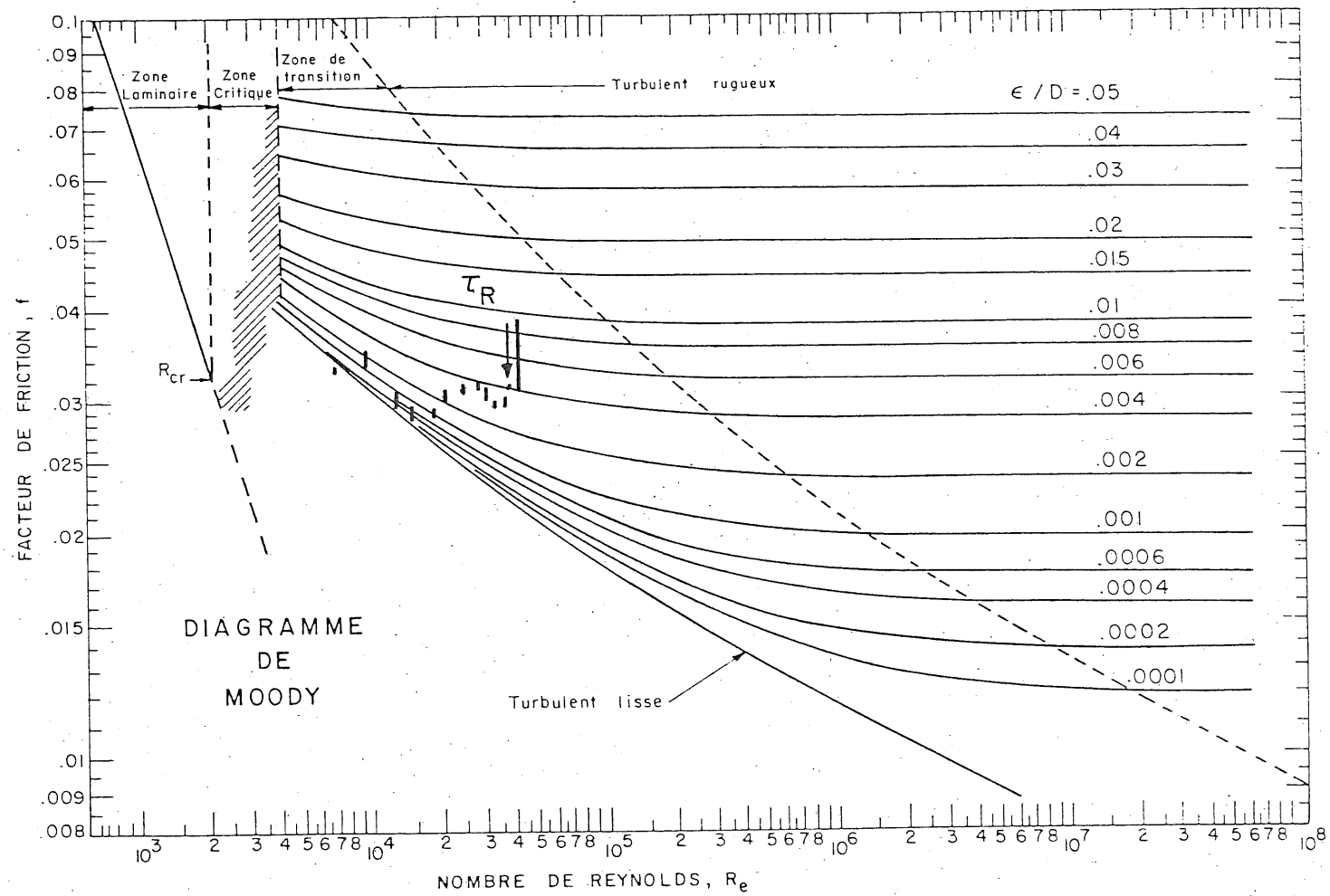


FIGURE 4.10_EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION, ESSAI BRI.

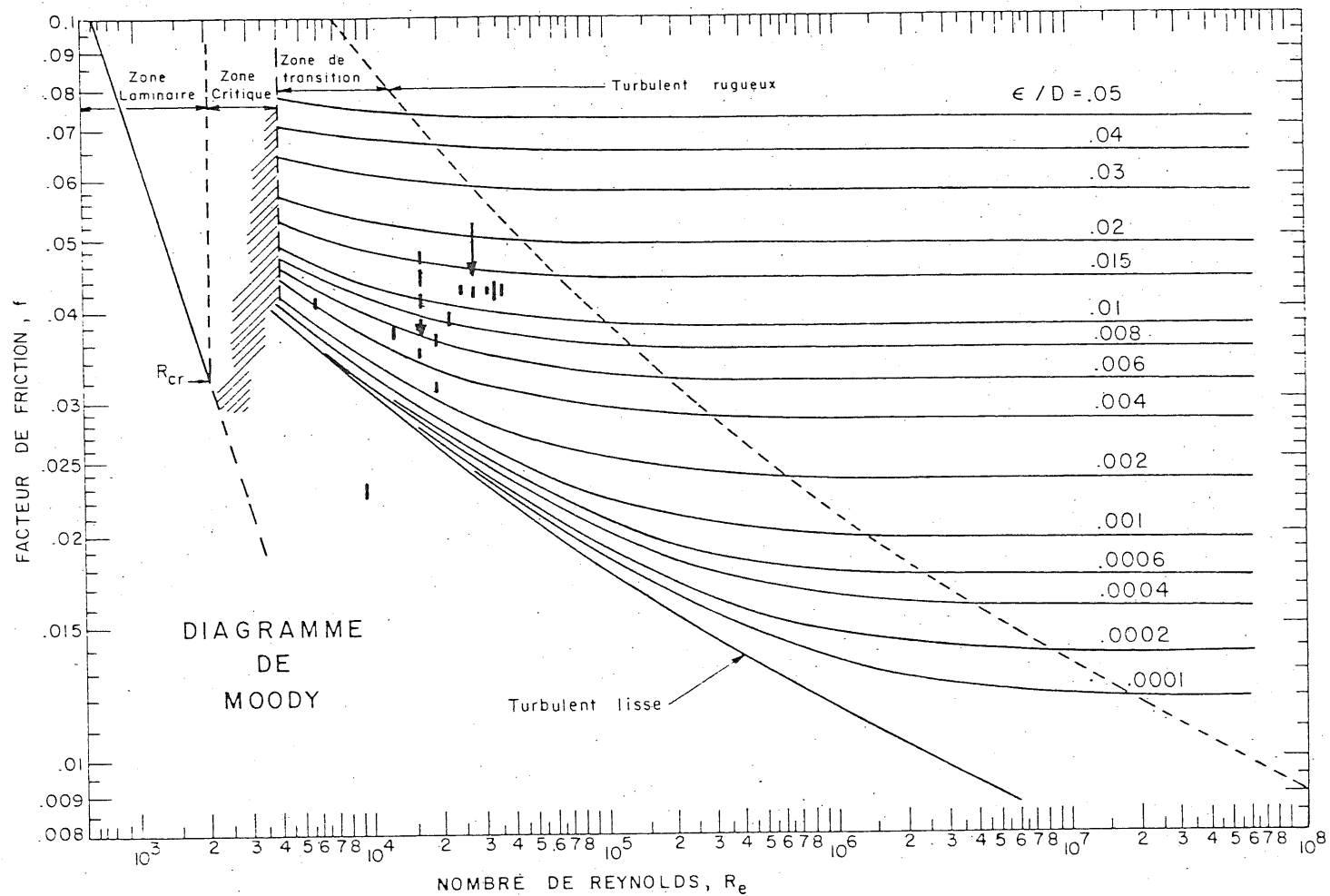


FIGURE 4.11 _EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION , ESSAI BR2 .

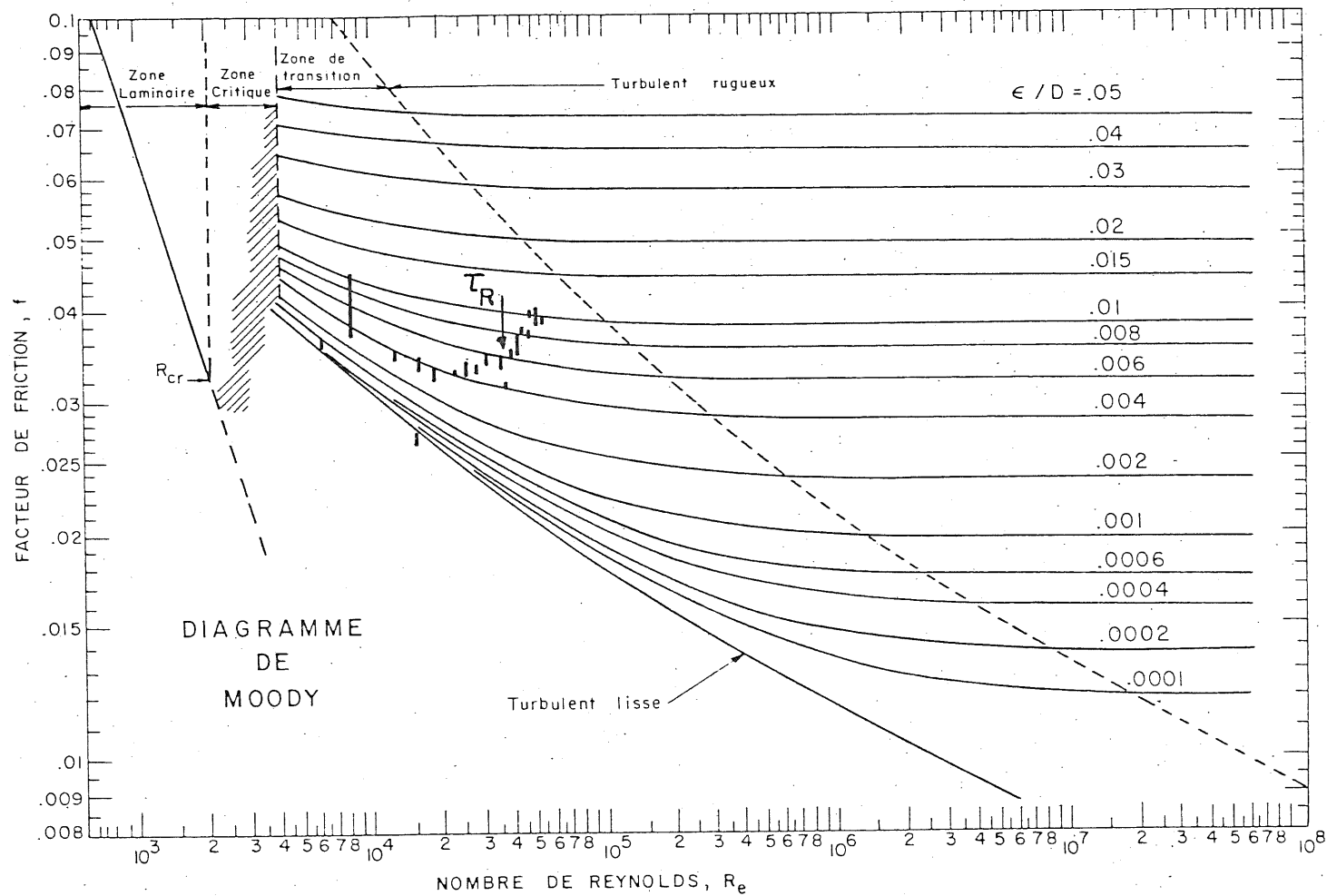


FIGURE 4.12 - EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION , ESSAI BR3

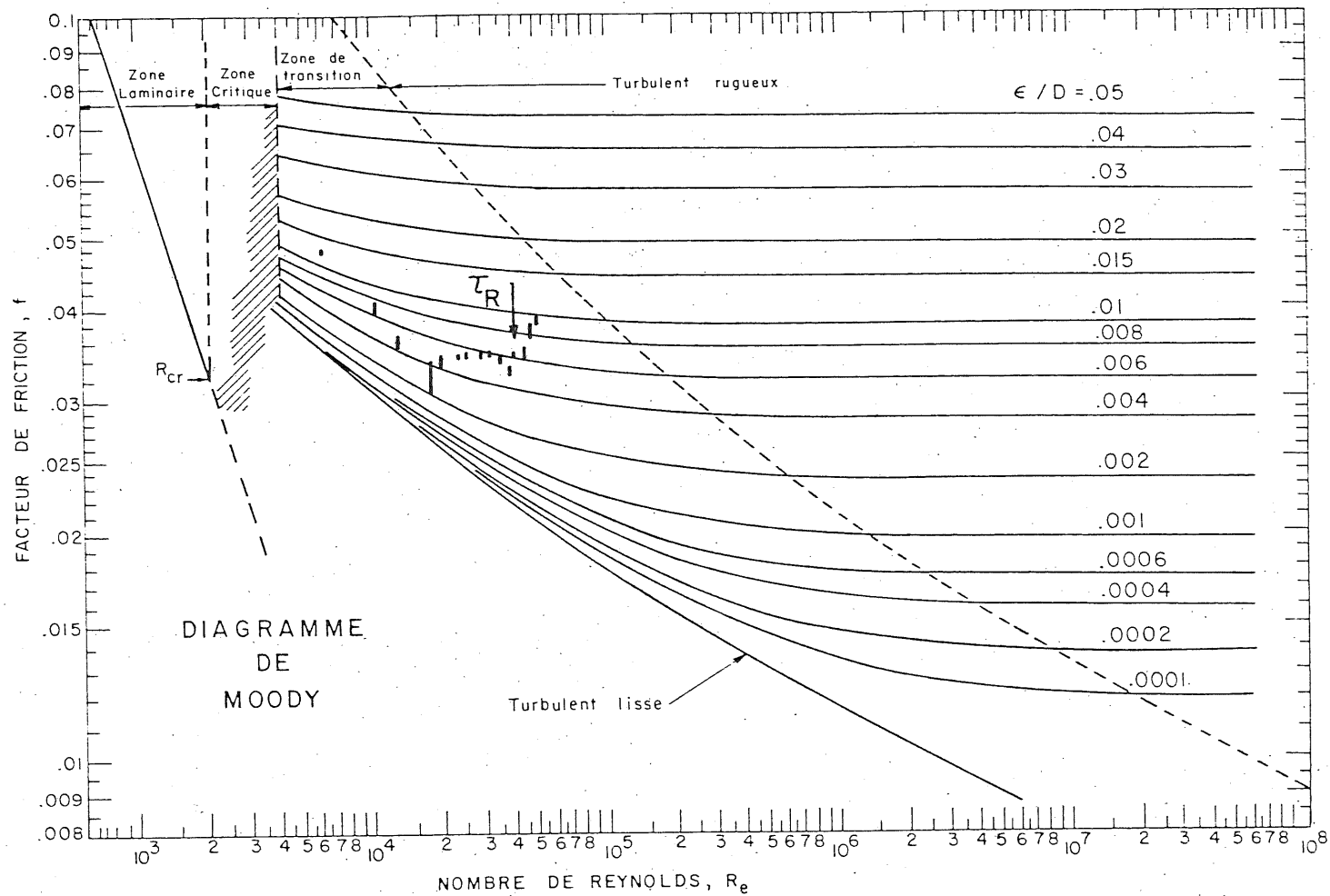


FIGURE 4.13_EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION , ESSAI BR4.

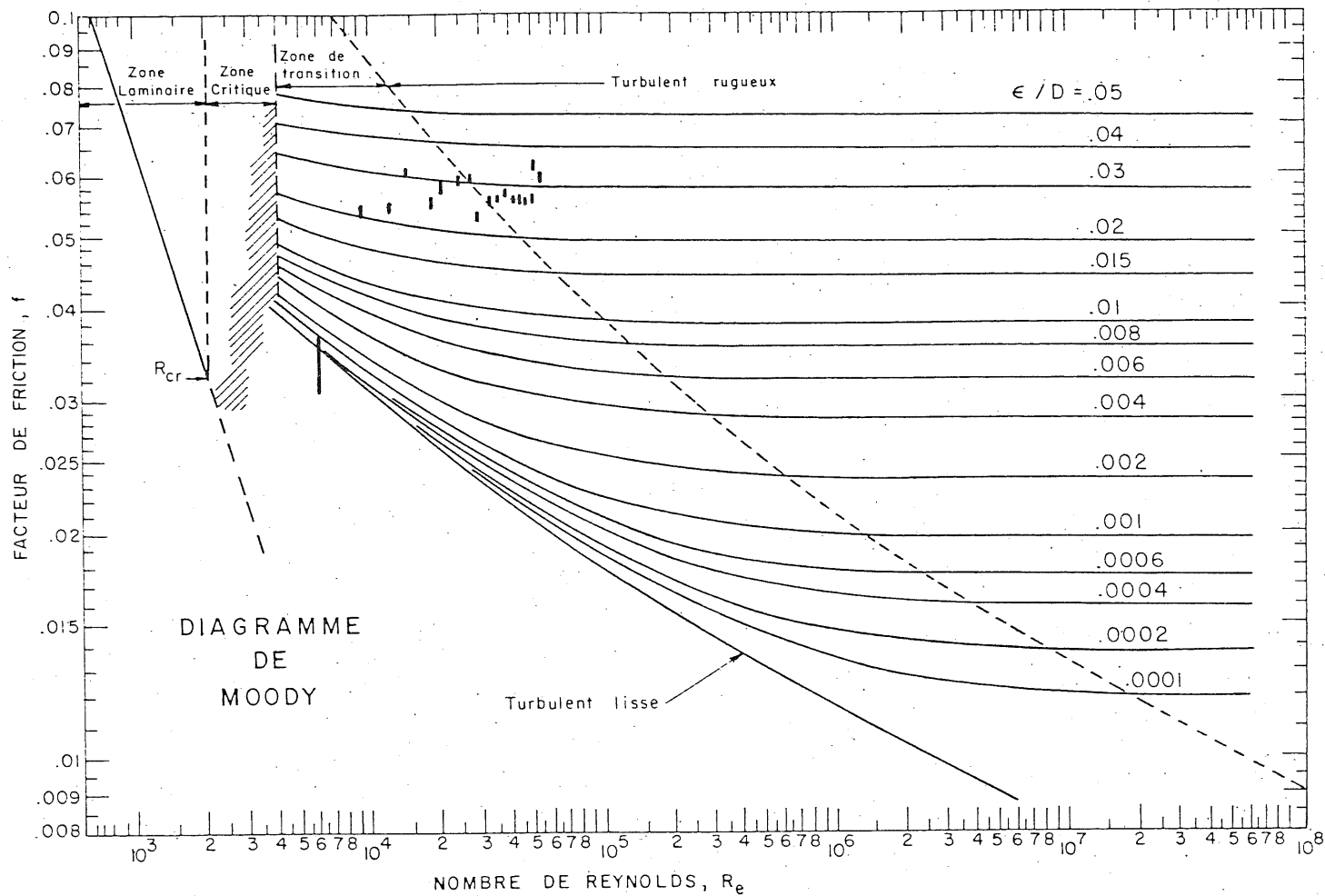


FIGURE 4.14 _EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION , ESSAI GBI.

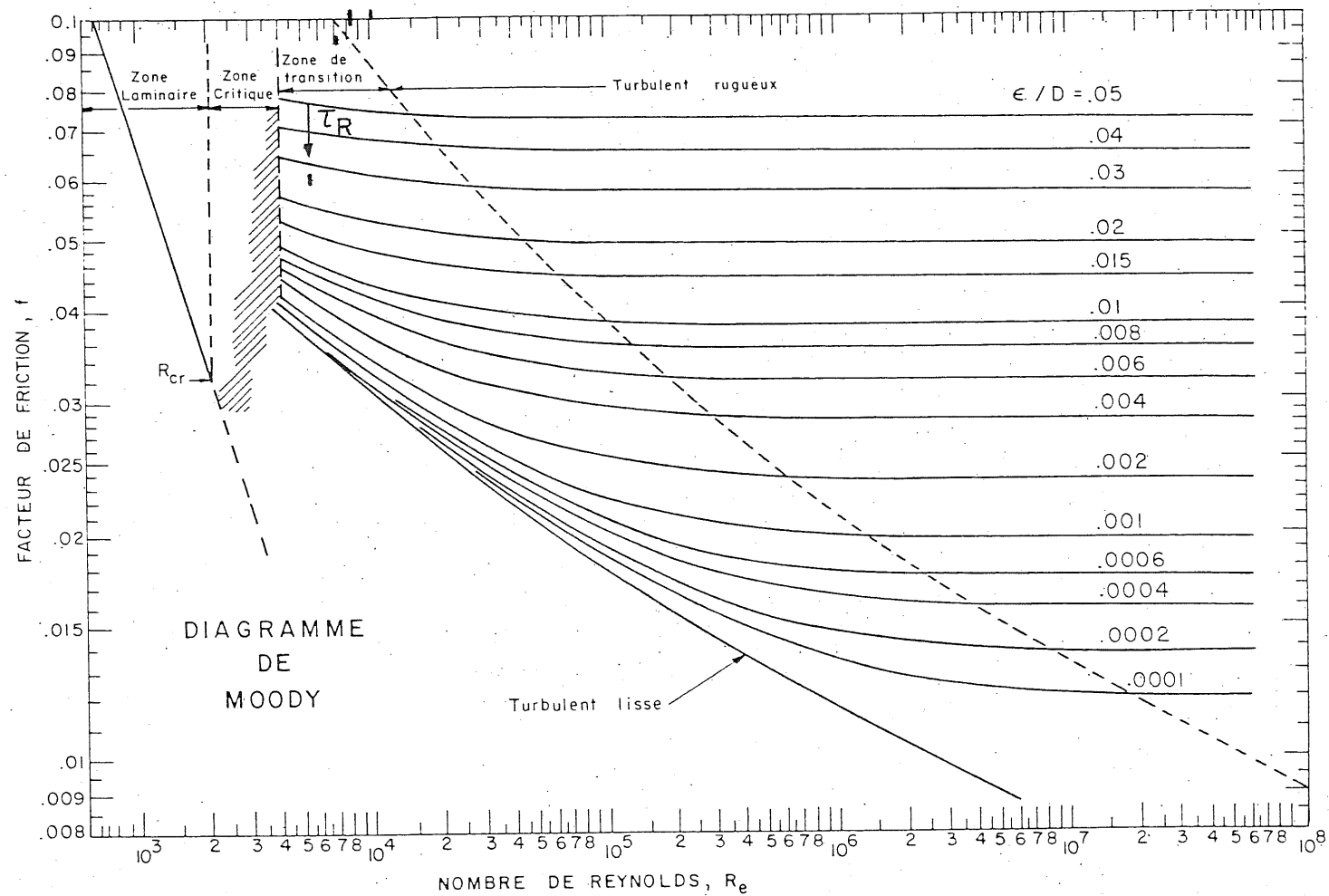


FIGURE 4.15 _ EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION , ESSAI GB2.

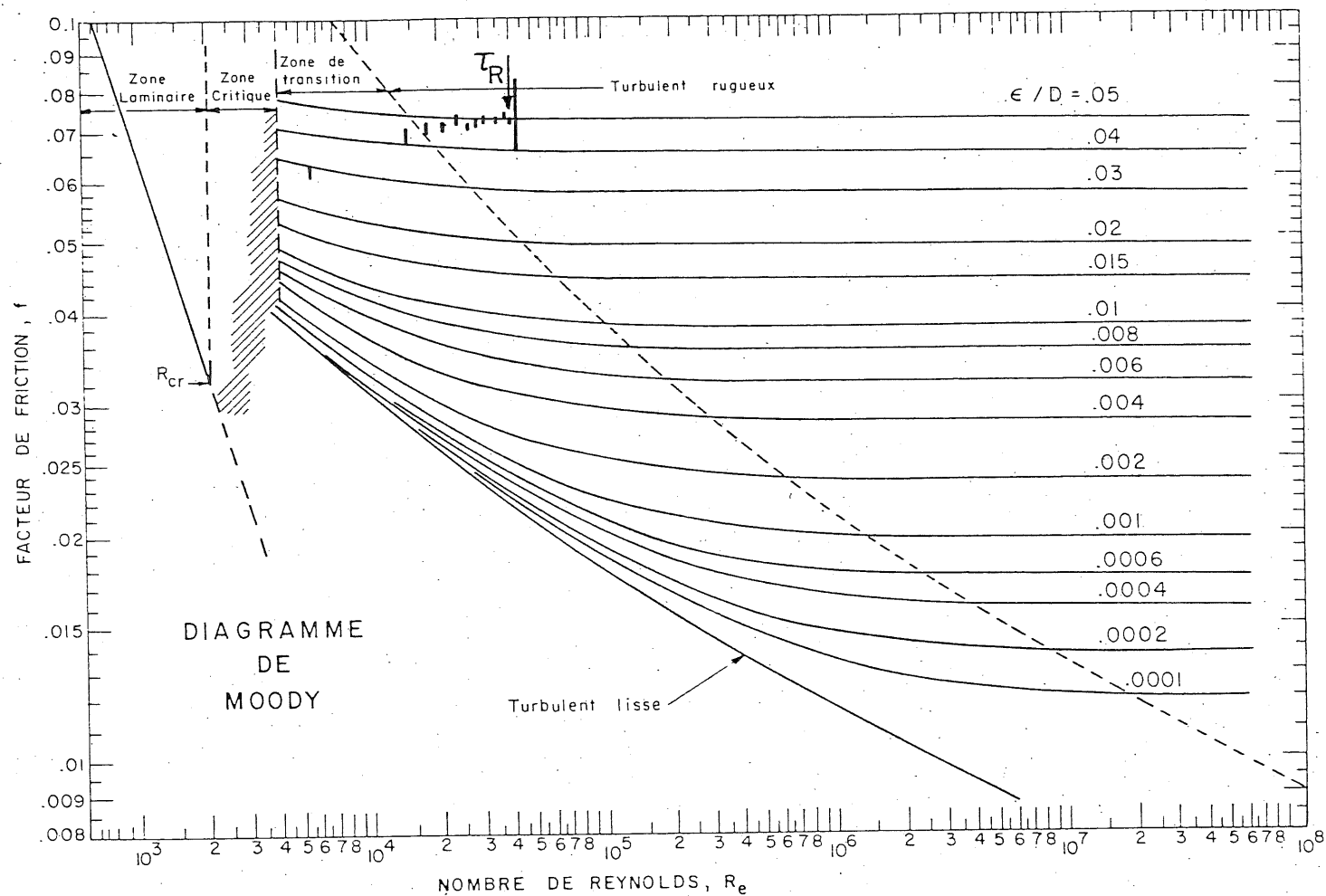


FIGURE 4.16 _EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION ,ESSAI GB3.

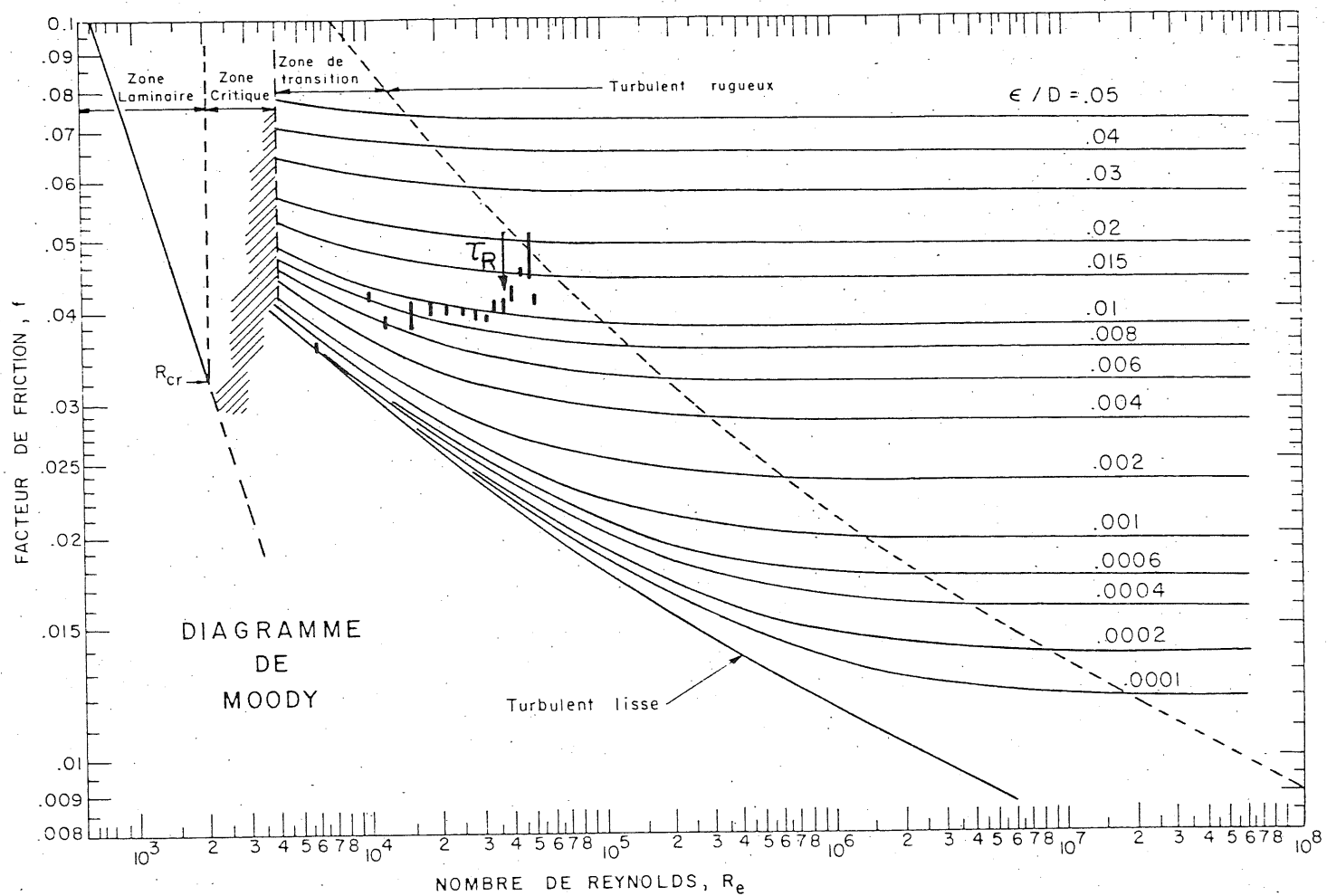


FIGURE 4.17 - EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION, ESSAI GB4.

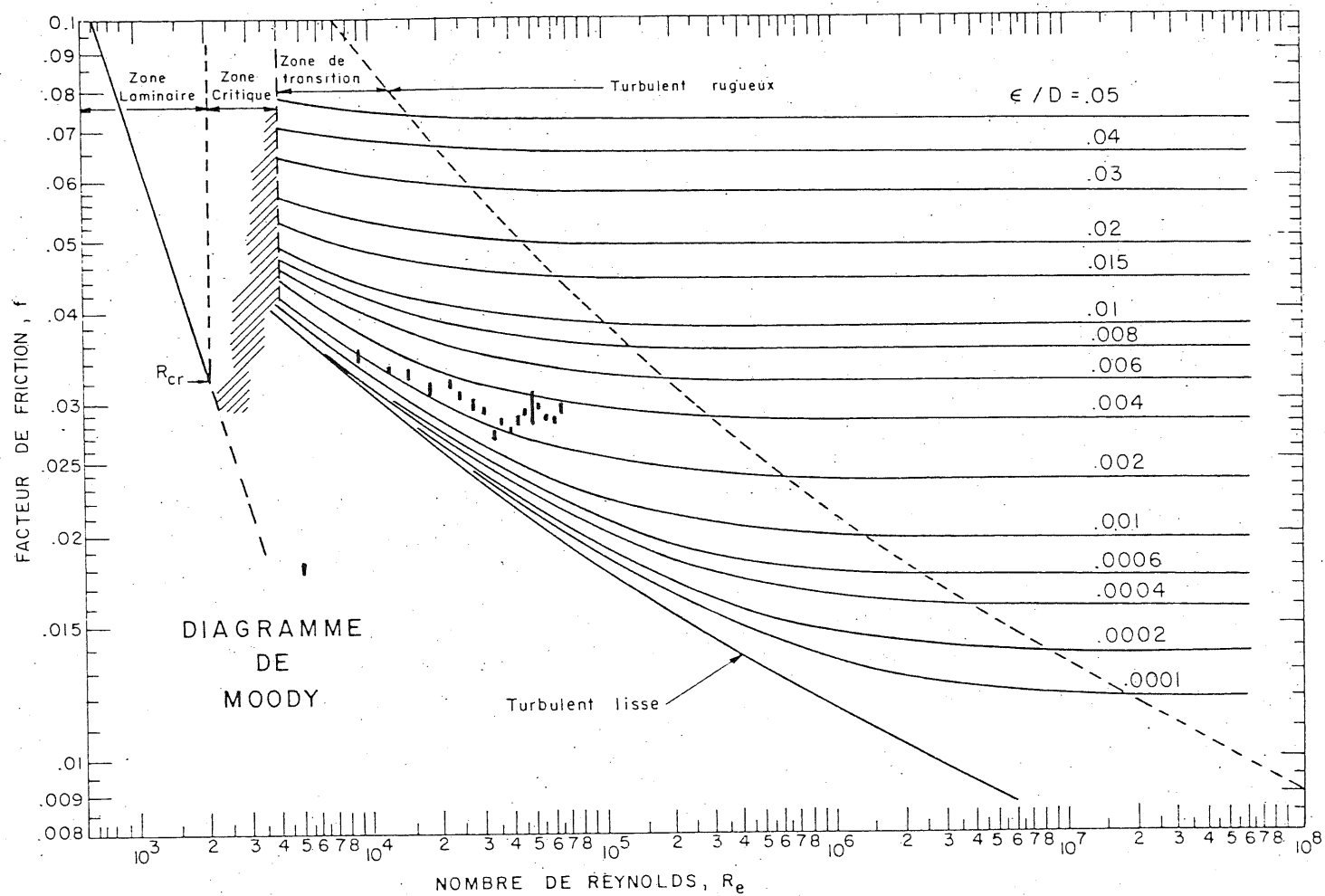


FIGURE 4.18 _EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION ,ESSAI STBI.

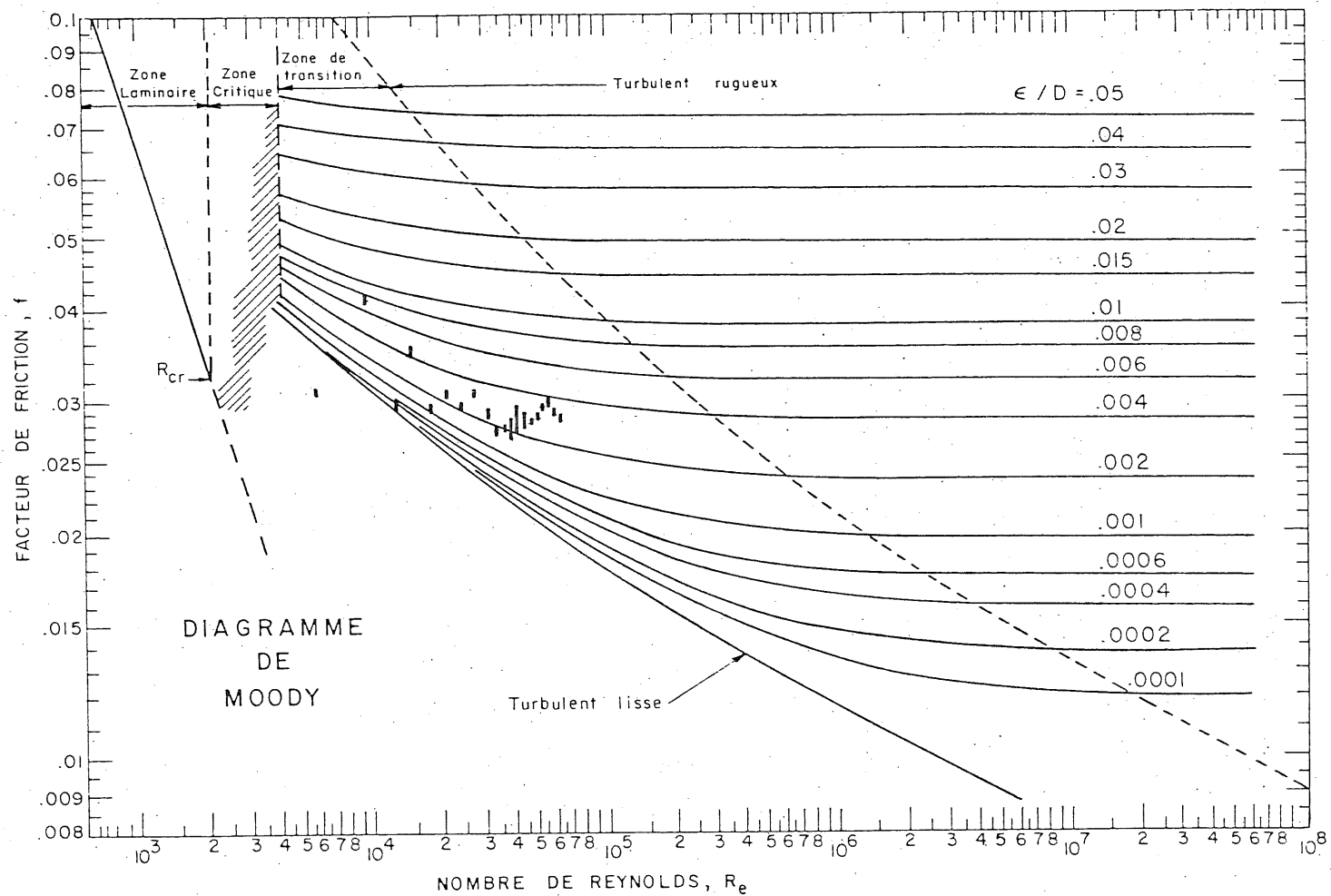


FIGURE 4.19 _EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION , ESSAI STB2 .

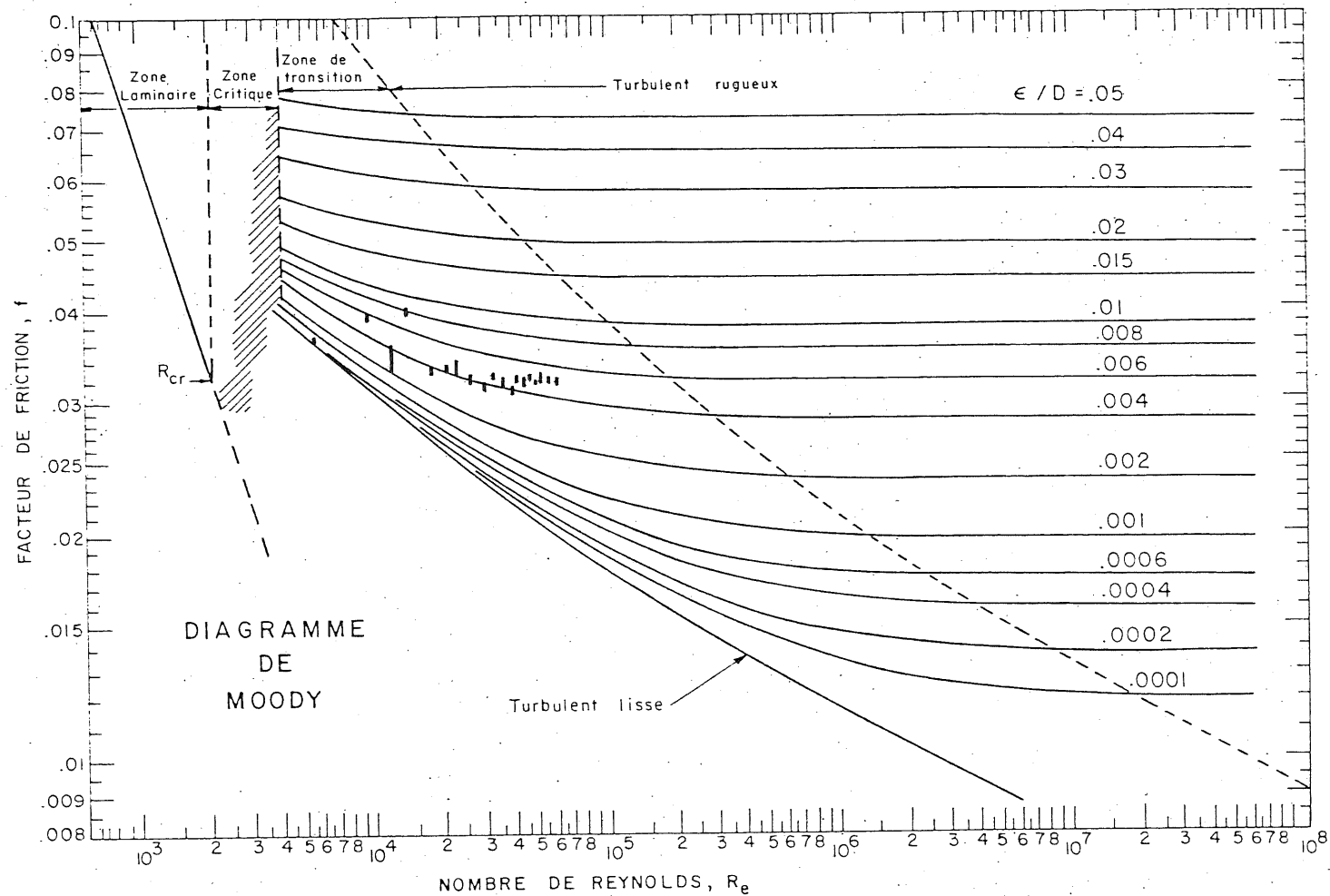


FIGURE 4.20 - EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION, ESSAI STB3.

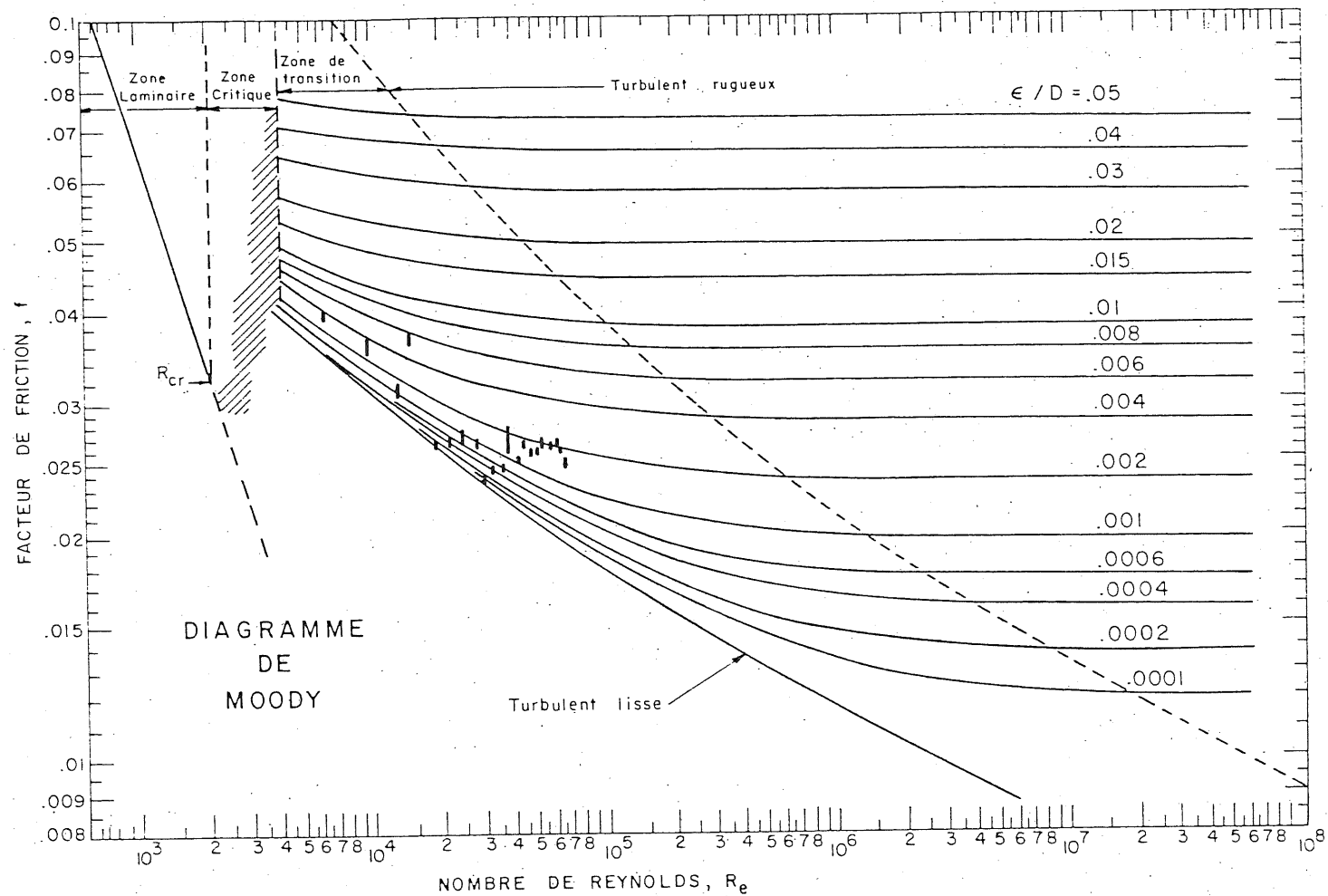


FIGURE 4.21 _EVOLUTION DU FACTEUR DE FRICTION , ESSAI STB4 .

de résistance aux arrachements de masse majeurs τ_R et à défaut, par le facteur de friction moyen qui prévaut en fin d'essai. Le tableau 4.11 présente, pour tous les essais, les rugosités relatives ϵ/D évaluées sur le diagramme de Moody par la méthode précitée.

ESSAI	ϵ/D	$\overline{\epsilon/D}$
BR1	.004	.005
BR2	.005	
BR3	.005	
BR4	.006	
GB1	.030	.030
GB2	.025	
GB3	.050	
GB4	.015	
STB1	.003	.003
STB2	.003	
STB3	.005	
STB4	.002	

Tableau 4.11 Rugosité relative des forures.

Les rugosités relatives des forures faites dans une même argile sont dans un même ordre de grandeur. Une moyenne peut être faite. La dispersion autour de cette moyenne est très élevée pour l'argile de Grande-Baleine qui avait montré une rugosité très forte et variable due à son hétérogénéité.

L'argile de St-Barnabé a une rugosité relative évaluée à environ la moitié de celle de l'argile de Broadback et au dixième de celle de l'argile de Grande-Baleine. Ces valeurs correspondent bien à la description des forures érodées à la section précédente. Les forures les plus rugueuses sont celles qui ont subi un fort remaniement et une forte érosion en début d'essai. La figure 4.22 montre pour chaque argile la relation entre la rugosité et deux indicatifs de l'importance de l'érosion en début d'essai et du remaniement: la suspension moyenne et la masse des arrachements recueillis. Le dernier indicatif est une moyenne prise du palier qui précède la progression subite des arrachements dans le diagramme arrachements recueillis-force tractrice appliquée (figures 4.2, 4.3 et 4.4).

4.2.7 "Pinhole tests"

Chacune des argiles utilisées a été soumise au "Pinhole test" élaboré par SHERARD et al. (73). L'essai a été fait sur des échantillons d'argile à l'état intact. La classification des résultats obtenus selon les critères d'évaluation proposés par Sherard et al. donne un caractère dispersif à ces argiles (tableau 4.11).

A l'instar de DASCAL et al. (18), nous avons prolongé les périodes d'écoulement. Pour les argiles de Grande-Baleine et St-Barnabé, on note qu'après une période

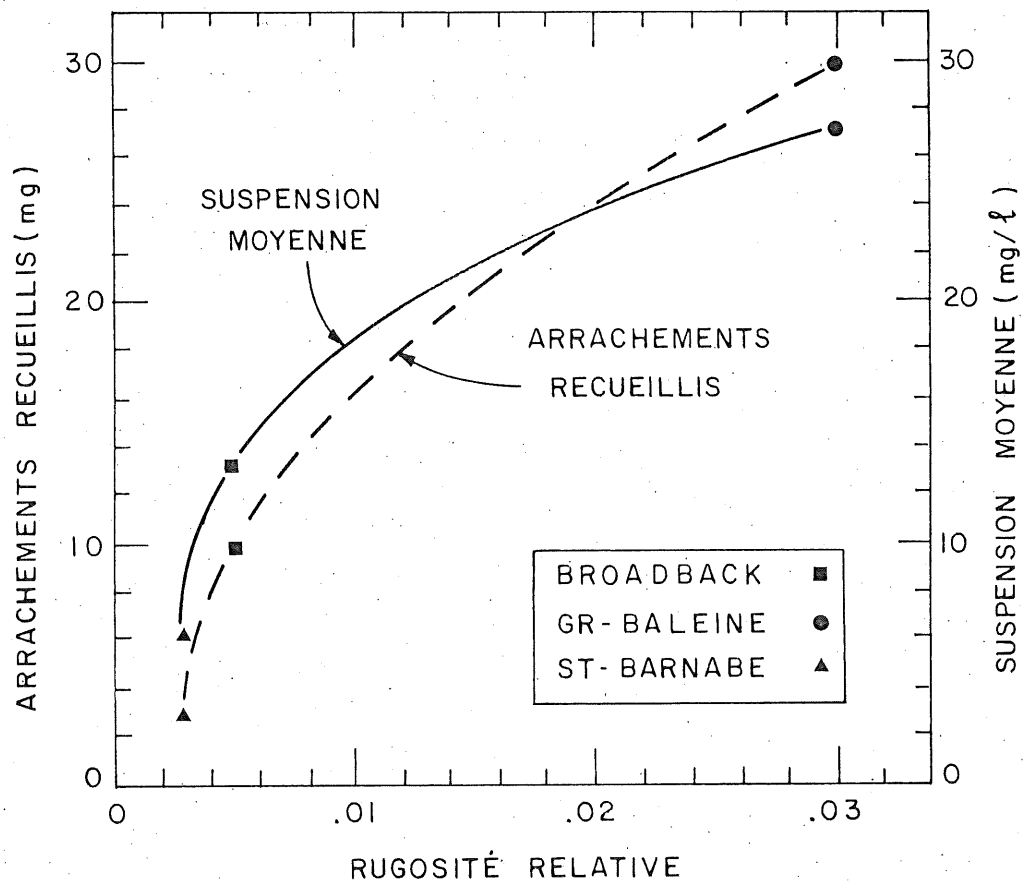


FIGURE 4.22 - RUGOSITÉ RELATIVE RELIÉE À LA
SUSPENSION MOYENNE ET AUX ARRACHE-
MENTS RECUEILLIS EN DÉBUT D'ESSAI.

plus ou moins prolongée, l'eau devient claire et l'écoulement se stabilise même sous les conditions hydrauliques les plus sévères de l'essai. Deux (2) essais ont été réalisés avec l'argile de Broadback. Nous avons observé le même phénomène précité avant d'atteindre la condition d'écoulement la plus sévère. A la dernière étape, il y a eu une rupture subite, entraînant de petits blocs, après respectivement quatorze (14) et vingt (20) minutes d'écoulement pour les deux (2) essais réalisés. Dans les deux (2) cas la rupture s'est produite autour de la lance. La structure de l'argile aurait été brisée par la poussée de la lance qui s'appuyait directement sur l'échantillon. La fragilité de cette argile avait déjà été observée dans les essais d'écoulement par une forure. Il est probable que les bris à l'entrée alors observés seraient dus à des causes similaires.

Un extrait d'eau distillée a été prélevée par compression oedométrique sur un échantillon d'argile intacte (37). Les résultats des analyses chimiques faites par le Ministère de l'Agriculture du Québec sont présentés au tableau 4.12. SHERARD et al. (72) ont relié la composition de la salinité de l'eau interstitielle à la dispersion. Cette relation appliquée aux argiles utilisées classe l'argile de Grande-Baleine comme non-dispersive et les deux (2) autres comme dispersives. C'est pourtant l'argile de Grande-Baleine qui donnait la plus forte suspension lors de l'analyse de l'arrachement des

particules fines.

ARGILE	Ca	K	Mg	Na	Σ	Zone*	"Pinhole"
BROADBACK	0,33	0,53	0,57	14,35	15,78	A	D1
GR-BALEINE	1,68	1,35	5,51	4,45	12,99	B	D1
ST-BARNABE	0,48	1,98	4,42	80,28	87,16	A	D2

*Voir à la figure 1.16

Données en meq/l

Tableau 4.12 Propriétés géochimiques de l'eau interstitielle et les résultats du "Pinhole test".

4.2.8 Interprétation des résultats

L'observation des arrachements recueillis et de la paroi de la forure montre plusieurs modes de dégradation de l'échantillon. Ceux-ci peuvent être répartis sous les deux (2) formes d'érosion déjà mentionnées:

1. une érosion de surface, caractérisée par une certaine régularité le long de la forure. Elle génère une rugosité relativement uniforme. L'érosion de surface est composée de quatre (4) types d'arrachements:

- a) des arrachements de masse mineurs constitués de petits blocs cohésifs généralement inférieurs à 2 mm et de flocons cohésifs (ex.: feuillets à l'essai BR4),
- b) des arrachements de grains de sable exposés à l'écoulement et dérangés durant le forage (ex.: essais GB1 et GB3),

- c) des arrachements de particules fines agglomérées en provenance de la surface remaniée lors du forage. Cette forme d'arrachements est très prononcée en début d'essai et s'atténue par la suite.
- d) des arrachements de particules fines en provenance de l'argile intacte. Cette dernière forme d'érosion ne s'est pas produite de façon clairement identifiable même à des forces tractrices très élevées. Certaines parois ont conservé une forte rugosité et un fort relief sans subir de lissage et de nivellement sous des conditions hydrauliques très sévères. L'étude de ce type de dégradation nécessiterait un montage plus puissant ou des périodes de sollicitation très prolongées.

2. une érosion de masse composée d'arrachements de masse majeurs localisés et à l'origine de profondes cavités. Ces arrachements se produisent le long de fissures et de plans de faiblesse pré-existants. Ils sont constitués principalement de blocs cohésifs plus grands que 3 mm associés parfois à une grande quantité de sable. L'érosion de masse génère aussi, en quantité beaucoup moindre, des arrachements de dimension semblable à l'érosion de surface. Cette dernière forme d'érosion se produit simultanément sur toutes les surfaces découvertes lors des arrachements de masse majeurs.

A l'exception de l'arrachement de particules fines en provenance de l'argile intacte, les autres formes d'arrachements associées à l'érosion de surface se produisent surtout en début d'essai. Ces formes d'arrachements seraient liées au remaniement imposé lors du forage. L'érosion de masse se produit à des forces tractrices supérieures au seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs. A des sollicitations supérieures à ce seuil, les arrachements progressent en quantité et en dimension.

La figure 4.23 résume le comportement type, dans le diagramme arrachements recueillis-force tractrice appliquée, d'une argile soumise à l'essai d'écoulement par une forure. Ce comportement est représenté par une courbe qui peut être définie avec trois (3) paramètres: le seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs (τ_R), la moyenne des arrachements recueillis pour une période où la sollicitation est inférieure au seuil précité (AR_0) et l'inclinaison de la courbe à des sollicitations supérieures au seuil précité (β).

L'évolution du facteur de friction dans le diagramme de Moody confirme ce comportement type. Aux forces tractrices inférieures au seuil de résistance τ_R nous avons une rugosité relative assez stable. Aux forces tractrices supérieures à ce seuil nous observons une augmentation subite de la rugosité relative. Ceci met en évidence l'apparition subite d'une singularité à la suite

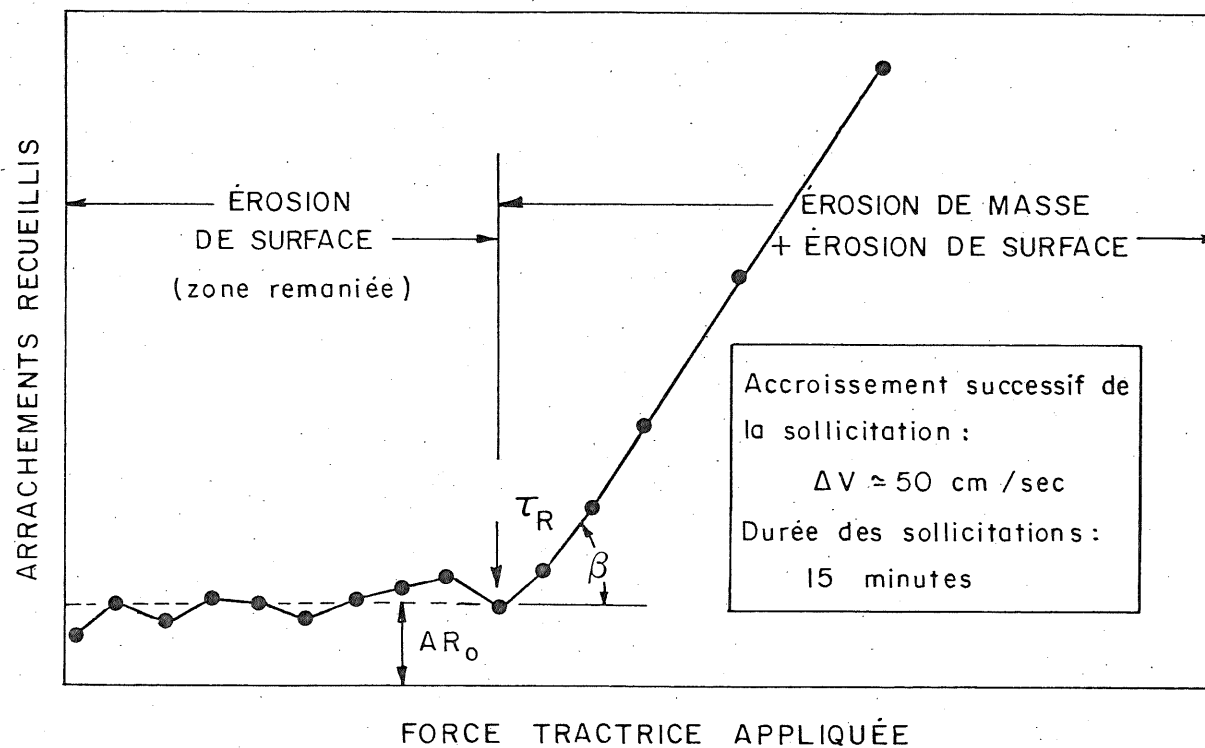


FIGURE 4.23_COMPOURTEMENT TYPE D'UNE ARGILE INTACTE SOUMISE
À L'ESSAI D'ÉCOULEMENT PAR UNE FORURE.

d'arrachements de masse majeurs localisés. La rugosité est donc d'une part une fonction de la macro-structure de l'argile et d'autre part une fonction du mode d'érosion, de surface ou de masse.

Les caractéristiques géotechniques et géochimiques des argiles utilisées n'ont pu être reliées de façon très distincte aux paramètres de la courbe arrachements recueil-lis-force tractrice appliquée. Le niveau et le mode de sollicitation employés ont permis de définir tous ces paramètres pour seulement sept (7) échantillons sur les douze (12) soumis à l'essai. De plus, le caractère hétérogène de l'argile de Grande-Baleine permet difficilement d'établir de telles relations. Toutefois, nous pouvons faire les trois (3) affirmations suivantes:

1. l'érosion de surface (AR_0) augmente avec la présence de grains grossiers exposés à l'écoulement ou/et avec la diminution de la résistance au cisaillement,
2. le seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs augmente avec la résistance au cisaillement et est très variable pour une argile hétérogène,
3. la variation des propriétés géochimiques, due à la période d'immersion, n'a pas eu d'influence déterminante sur les trois (3) argiles expérimentées.

La bonne relation entre les valeurs calculées et la réalité physique, de même que la reproductibilité du comportement pour une même argile, donnent à cet essai

une grande crédibilité pour la poursuite de cette recherche.

Le "Pinhole test" et la relation empirique entre les propriétés chimiques de l'eau interstitielle et la dispersion ne sont pas des indicateurs valables de la résistance à l'érosion des argiles structurées à l'état intact. La suspension recueillie lors du "Pinhole test" suggère un caractère dispersif à nos argiles sensibles. Cette suspension proviendrait plutôt de la zone remaniée lors du poinçonnement du trou. Le prolongement de la période d'écoulement nous a permis de constater qu'une fois cette zone remaniée lavée des parois, l'argile intacte découverte montre une très bonne résistance à l'érosion. La relation empirique entre les propriétés chimiques et la dispersion donne de mauvais résultats sur la susceptibilité à la dispersion de nos argiles. Cette relation a été établie à partir de sols dont la fraction argileuse était constituée d'une forte proportion de montmorillonite (71). Nous ne retrouvons que peu ou pas de montmorillonite dans nos argiles. L'analyse des particules fines nous a montré qu'aucune des trois (3) argiles utilisées n'étaient dispersives contrairement à la relation utilisée.

4.3 COMPARAISON ENTRE LES DEUX INSTALLATIONS EXPERIMENTALES

En canal de laboratoire on note trois (3) formes de dégradation dont deux (2) sont un phénomène de surface

avec des arrachements de particules fines combinés à des détachements de masse mineurs (comparés à l'échantillon) et des arrachements de grains exposés à l'écoulement. La troisième forme de dégradation donne des arrachements de masse majeurs selon des fissures et des plans de faiblesse pré-existants. Dans les essais d'écoulement par une forure les mêmes types d'arrachements et les mêmes formes d'érosion ont été observés mais à des niveaux de sollicitation beaucoup plus élevés. Certaines argiles utilisées dans les deux (2) installations avaient pourtant des propriétés comparables.

Les plans de faiblesse induits par le mode d'installation et d'assemblage des échantillons d'argiles intactes contribuent à diminuer leur résistance à l'érosion en laboratoire. C'est particulièrement l'érosion de masse qui est favorisée par ces plans de faiblesse induits. Ainsi en canal de laboratoire des échantillons ont montré une bonne résistance à cette forme d'érosion pour une force tractrice de 3,5 Pa et une vitesse de 1,7 m/s. Lors de l'essai d'écoulement par une forure, aucun détachement majeur de masses cohésives ne s'est produit à des forces tractrices inférieures à 90 Pa et à des vitesses inférieures à 4,2 m/s. Plus les plans de faiblesse induits sont grands et nombreux, d'autant plus l'argile intacte sera susceptible de subir une érosion de masse à des forces tractrices réduites. Un rapport d'assemblage peut être relié à la sollicitation au-delà de laquelle cette forme d'érosion est susceptible de se produire. Ce rapport d'assemblage est le rapport de la surface, exposée à

l'écoulement, d'un élément qui compose l'assemblage au périmètre de cette même surface. Cette relation est présentée à la figure 4.24. La sollicitation est exprimée par la force tractrice et la vitesse moyenne. Ainsi nous avons pu utiliser les résultats de Godin et Leclerc qui les ont exprimés seulement par la vitesse moyenne. Lors de leurs essais il y a eu érosion de masse à une vitesse aussi faible que 0,73 m/s. Leur échantillon était formé de plusieurs plaquettes, de forme carrée et de dimensions variées, dont la plus grande avait 15,24 cm de longueur par 10,16 cm de largeur. Nous considérerons une surface unitaire carrée de 10,16 cm de côté.

Même si plusieurs paramètres de ces divers essais expérimentaux (mode de sollicitation, forme de la surface exposée, argiles utilisées, etc...) sont très différents, il ressort clairement que l'installation et l'assemblage utilisés influencent grandement les résultats de ces essais de laboratoire particulièrement en ce qui concerne l'érosion de masse.

L'essai d'écoulement par une forure permet une meilleure observation de la quantité et de la qualité des arrachements, et un meilleur contrôle sur le niveau et le mode de sollicitation. Il est beaucoup plus approprié pour l'étude de l'érosion de surface, notamment pour les argiles de grande résistance.

D'autre part le canal expérimental s'apprête probablement mieux à l'étude de l'érosion d'une argile remaniée

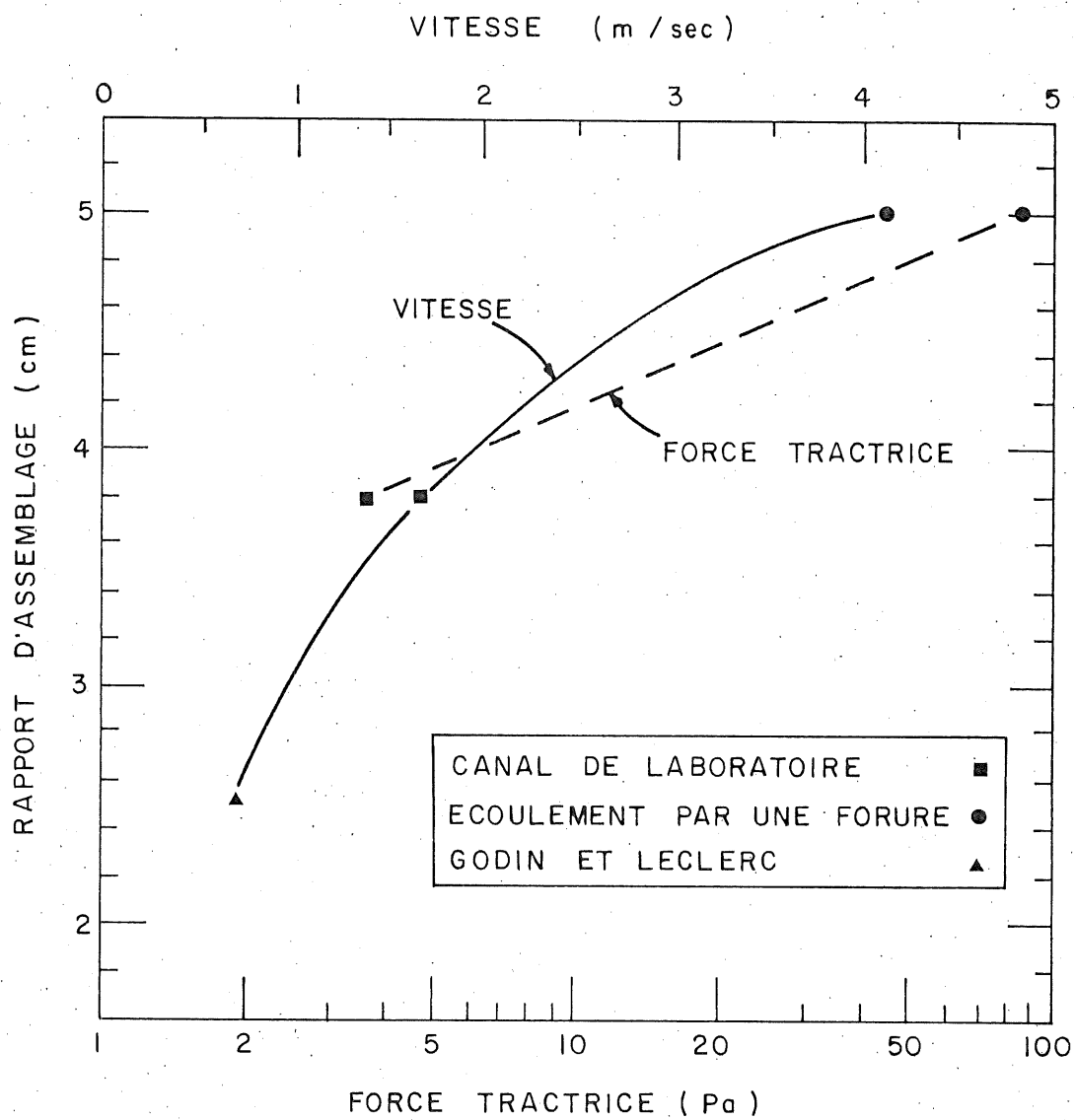


FIGURE 4.24_INFLUENCE DU RAPPORT D'ASSEMBLAGE
SUR LA SOLLICITATION NECESSAIRE
A L'EROSION DE MASSE.

ou de faible résistance. Toutefois, pour la recherche sur l'érosion d'argiles intactes, le canal expérimental est un outil qui demeure dans une plage, de forces tractrices et de vitesses, d'application pratique. Il peut alors être utile à l'expérimentation d'argiles fissurées récupérées près de la surface et probablement moins résistantes à l'érosion.

CHAPITRE 5

DISCUSSION ET CONCLUSION

Nous aborderons la discussion et la conclusion de ce travail sous quatre (4) aspects: la résistance à l'érosion de nos argiles intactes saturées, l'initiation de l'érosion d'une argile intacte saturée, la validité des montages expérimentaux utilisés et des suggestions pour la poursuite des études.

5.1 RESISTANCE A L'EROSION DE NOS ARGILES INTACTES SATUREES

Les observations de ces essais d'érosion d'argiles intactes saturées ont montré que le mécanisme de ce phénomène diffère essentiellement de celui des matériaux non cohésifs. On doit distinguer deux (2) formes d'érosion: une érosion de masse et une érosion de surface. La dégradation d'une argile intacte ou des dépôts argileux survient sur une plage étendue de forces tractrices provenant du fait qu'on doit distinguer ces deux critères de dégradation.

En laboratoire, l'érosion de surface provient d'amas de particules granulaires exposées aux forces de l'écoulement et de la surface remaniée de l'échantillon d'argile intacte. Une fois la structure d'une argile sensible brisée, l'attraction entre les particules devient très faible et l'érosion survient dès le début de l'essai même sous des forces

tractrices aussi faibles que 0,2 Pa. Les particules d'argile emportées de la surface remaniée sont agglomérées (par opposition à dispersées). Un remaniement appréciable de la structure favorise des petits détachements allant jusqu'à 2 mm sur leur longueur. Ces divers arrachements se produisent au début d'une période de sollicitation. Nous n'avons pas observé, de façon clairement identifiable, une érosion au niveau de la particule en provenance de la partie intacte de nos argiles structurées même sous des forces tractrices aussi élevées que 400 Pa. Le taux de ce dernier type d'érosion paraît très faible et peut probablement être considéré comme nul dans les conditions de sollicitation naturelle.

En laboratoire, l'érosion de masse se produit selon des plans de faiblesse naturels ou induits par la manipulation et l'installation expérimentale. Cette forme d'érosion est observée à des niveaux de sollicitations très variés particulièrement en fonction du montage et de la procédure expérimentale utilisés. En canal de laboratoire nous avons observé cette forme d'érosion à une force tractrice de l'ordre de 4 Pa, un ordre de grandeur près des conditions naturelles, comparativement à 90 Pa avec l'essai d'écoulement par une fure.

En nature l'érosion de surface proviendrait des particules granulaires exposées aux forces de l'écoulement et de l'argile sensible remaniée par l'abrasion qui prévaut dans le fond d'un cours d'eau. L'érosion de masse proviendrait des endroits où le massif argileux présente une forte

fissuration et une hétérogénéité comportant d'importants plans de faiblesse. Une argile structurée qui n'est pas soumise à une force d'abrasion appréciable subirait plutôt une érosion de masse s'il y a dégradation.

La variation des propriétés géochimiques dues à l'utilisation d'une eau distillée n'a pas eu d'effet déterminant sur la résistance à l'érosion des argiles investiguées.

La résistance à l'érosion d'argiles intactes saturées semble très élevée. Les berges argileuses qui ont nécessairement subi une altération et une certaine fissuration de surface peuvent cependant subir une érosion appréciable sous des conditions hydrauliques beaucoup moins sévères.

5.2 INITIATION DE L'EROSION D'UNE ARGILE INTACTE SATURÉE

Les conditions nécessaires à initier l'érosion d'un sol cohésif intact et saturé varient selon que l'on doit considérer une érosion de surface ou une érosion de masse (figure 5.1).

L'érosion de surface est reliée:

- aux forces de cohésion données par la microstructure (arrangement des particules et forces interparticulaires) locale de l'argile,
- à la force tractrice locale exprimée par la tension tangentielle de Reynolds,
- à la force abrasive de l'écoulement.

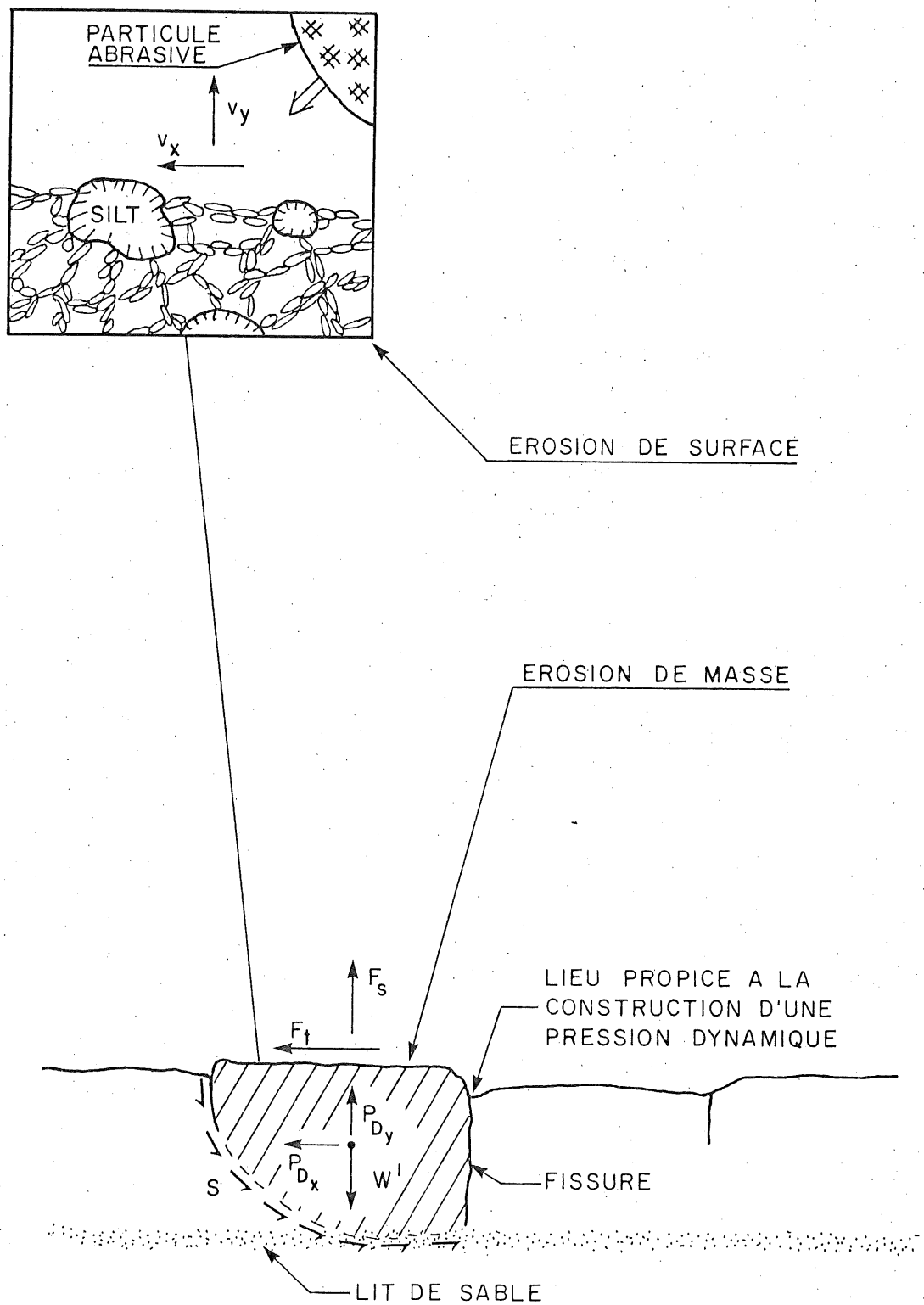


FIGURE 5.1 - MECANISME D'EROSION D'UNE ARGILE INTACTE.

L'érosion de masse réunit plusieurs variables, apparemment aléatoires, pour être initiée. Il faut considérer:

- la présence de plans de faiblesse donnée par la macrostructure (définie par l'homogénéité et la fissuration),
- le poids déjaugé W' de la masse entraînée,
- la résistance au cisaillement S par cohésion et par friction des parties liées du plan de rupture, de même que celle par friction des parties libres du plan de rupture,
- la pression dynamique P_D construite en un lieu propice à la surface et qui est reliée aux parties libres du plan de rupture où la perméabilité est très supérieure à celle de la masse d'argile,
- la force tractrice donnée par les forces hydrodynamiques de traînée F_T et de soulèvement F_S en considérant la configuration de la partie exposée de la masse instable, donc de la macrorugosité,
- la durée de l'écoulement.

L'analyse de l'érosion de masse semble complexe. Toutefois cette forme d'érosion survient souvent subitement avec l'entraînement simultanée d'une grande quantité de masses distinctes puisqu'il existait un réseau de plans de faiblesse. Elle est analogue à la rupture d'une pente d'argile fissurée où la composante de cohésion est très faible sinon nulle (74). Advenant que l'érosion de masse d'un massif argileux se produise généralement par des arrachements de masses groupés, cette forme d'érosion peut être comparée à

l'entraînement d'un amas de particules granulaires où seules les composantes de frictions et de poids contribuent à la résistance à l'érosion. Quant à la durée de l'écoulement, celle-ci contribue probablement à briser de façon progressive les liens de cohésion des parties liées du plan de rupture en fatiguant le matériau.

En résumé, on peut affirmer que pour une argile intacte saturée, l'érosion de surface est fonction de la microstructure argileuse, de la microrugosité et des forces abrasives de l'écoulement, et l'érosion de masse est fonction de la macrostructure argileuse, de la macrorugosité et de la durée de l'écoulement.

5.3 VALIDITE DES MONTAGES EXPERIMENTAUX UTILISES

Le canal de laboratoire permet l'application de forces tractrices similaires à celles rencontrées dans les conditions naturelles. Il est peu approprié à l'étude de l'érosion de surface de nos argiles fortement structurées étant donné que l'érosion de masse des échantillons y survient à des forces tractrices réduites. Par contre, les paramètres qui contrôlent l'érosion de masse tels la distribution des plans de faiblesse (fissuration, lits ou lentilles de granulaires, etc...), poids des blocs ou blocs entraînés et la durée de l'écoulement, peuvent facilement y être analysés en prenant soin de confectionner un échantillon avec un réseau de discontinuités connu et induit volontairement.

L'essai d'écoulement par une forure est un procédé expérimental souple et précis. Par ailleurs la forure présente une surface uniforme à l'écoulement et les plans de faiblesse induits dans le montage expérimental sont très restreints. Le remaniement imposé lors du forage permet l'étude comparative de la susceptibilité à l'érosion de surface d'argiles structurées. Les comportements caractéristiques et reproductibles observés pour divers échantillons d'argile en font un instrument valable particulièrement pour l'étude de l'érosion de surface en relation avec les forces de cohésion. Le caractère local de la force tractrice imposée ne nous permet pas d'affirmer que l'érosion de masse qu'on y observe est représentative du phénomène naturel qui se produit à des forces tractrices très inférieures. Toutefois s'il existe une corrélation entre les deux (2) phénomènes, ce type d'essai deviendrait un outil précieux à l'analyse de la susceptibilité à l'érosion de nos argiles structurées.

Finalement, on note que l'utilisation d'une eau distillée, ou à faible teneur en sels dissouts, comme fluide érodant n'influence pas de façon significative les résultats d'essais selon que l'échantillon soit plus ou moins longtemps immergé.

5.4 SUGGESTIONS POUR LA POURSUITE DES ETUDES

L'érosion des sols cohésifs intacts est un champ d'étude peu exploré à date. Suite à cette étude en laboratoire, plusieurs suggestions pour la poursuite des études

peuvent être faites dont les suivantes:

1. Observer le processus d'érosion in situ de sols cohésifs intacts saturés, quantifier leur résistance à l'érosion, effectuer des essais d'écoulement par une forure sur ces mêmes sols et établir une relation, s'il y a lieu, entre les deux phénomènes.

2. Soumettre plusieurs argiles structurées et saturées aux propriétés diverses à l'essai d'écoulement par une forure afin de bien identifier les facteurs qui contrôlent la résistance à l'érosion de surface. Des essais de longue durée permettraient certainement d'évaluer des taux d'érosion.

3. Etudier l'action abrasive des divers éléments et sédiments transportés par un écoulement sur une surface argileuse en fonction de sa résistance.

4. Investiguer en profondeur le processus naturel d'altération et de fissuration puisque l'érosion de masse semble être la forme de dégradation majeure.

5. Effectuer des essais en canal de laboratoire sur des échantillons d'argile comportant un réseau de discontinuités induit et connu afin de bien déterminer les paramètres qui contribuent à la résistance à l'érosion de masse.

6. Soumettre différentes argiles structurées à l'essai de désagrégation par immersion (55) pour divers degrés de saturation afin d'établir une relation, s'il y a lieu,

avec la susceptibilité à l'érosion des berges et les propriétés géotechniques de l'argile.

7. Effectuer une étude macroscopique de l'érosion de divers massifs argileux en tenant compte de la morphologie créée par le cours d'eau, de l'hétérogénéité du dépôt, des propriétés géotechniques des diverses stratifications et de l'occurrence des glissements de terrain le long des cours d'eau concernés.

8. Etudier l'action des vagues sur la forme et le taux d'érosion des sols cohésifs de même que celle des marées qui imposent des périodes cycliques de mouillage et de séchage.

APPENDICE A

DESAGREGATION PAR IMMERSION
DE L'ARGILE INTACTE SATUREE

A.0 INTRODUCTION

Afin d'évaluer l'importance du temps d'immersion sur la forme et l'intensité de la désagrégation d'une argile intacte saturée, deux (2) essais de désagrégation par immersion ont été faits sur deux (2) argiles intactes saturées du Québec. La procédure de ces essais est semblable à celle des travaux de MORIWAKI et MITCHELL (55). Les résultats obtenus par ces chercheurs montraient que des argiles intactes maintenues saturées ne se désagrègent pas ou très peu comparativement à des argiles intactes non saturées.

Ne prévoyant pas de désagrégation majeure de nos argiles intactes immergées à l'état saturé, nous avons identifié quelques propriétés géotechniques avant et après l'immersion pour observer son influence sur celles-ci.

A.1 ESSAI DE DESAGREGATION PAR IMMERSION

L'essai consiste à mesurer la perte en poids sec de l'échantillon immergé en fonction du temps d'immersion. Des observations sur la forme de désagrégation sont faites.

Quelques changements ont été apportés à l'installation expérimentale élaborée par MORIWAKI et MITCHELL (55). Pour obtenir une pesée plus précise, la mesure sur le poids est faite directement sur l'échantillon immergé et son support. On suppose préalablement qu'il n'y aura pas de dispersion majeure susceptible d'augmenter la densité de l'eau durant l'essai. Cette modification a permis l'utilisation

d'un plus grand volume d'eau d'immersion qui a été porté à quatre (4) litres. Nous avons utilisé de l'eau distillée à une température moyenne de 20°C. La densité de l'eau est considérée égale à l'unité durant tout l'essai.

Le poids déjàugé du support est noté. Immédiatement après l'immersion de l'échantillon une première pesée est faite. Le poids initial de l'échantillon déjàugé ou sec est obtenu par différence des deux (2) lectures précédentes. La perte en poids est mesurée à des intervalles rapprochés au début de l'essai et distancés par la suite. L'essai est arrêté lorsque la désagrégation semble terminée.

A.2 ARGILES UTILISEES

Deux (2) argiles intactes et sensibles ont été utilisées pour faire ces essais. Elles ont été choisies de manière à ce qu'elles présentent une eau interstitielle ayant une concentration en sel très différente. Ainsi les deux (2) argiles utilisées proviennent de deux (2) dépôts de sédiments fins du Québec: une argile d'Olga provient d'un dépôt glacio-lacustre où la déposition s'est faite en eau douce et une argile de St-Barnabé, près de Trois-Rivières, provient du dépôt de la mer de Champlain où la déposition s'est faite en eau salée. Les caractéristiques géotechniques et géochimiques de ces argiles sont présentées aux tableaux A.1 et A.2.

L'argile d'Olga contient un peu de silt avec des traces de sable. Elle possède une stratification d'argile grise pâle de 5 mm d'épaisseur distancée de 10 mm. La teneur en eau

est plus faible dans cette couche. L'argile de St-Barnabé présente une structure homogène avec la présence occasionnelle de lits de sables de 1 cm d'épaisseur.

SITE	w	I _p	Granulométrie			Su [*]	Su _r [*]	S _t
			Sable	Silt	<2μ			
OLGA	75	30	2	13	85	17	1,2	14
ST-BARNABE	48	25	3	35	62	113	1,9	59

* en kPa, selon le cône suédois

Tableau A.1 Propriétés géotechniques.

SITE	Ca	K	Mg	Na	Σ	CEC
OLGA	23,42	0,85	2,98	0,47	27,72	44,35
ST-BARNABE	8,11	0,78	2,03	10,33	21,24	8,31

Données en meq/100 g de sol sec

Tableau A.2 Cations échangeables et capacité d'échange en cations (avant immersion).

La résistance au cisaillement de l'argile de St-Barnabé est supérieure à celle d'Olga mais elle est plus sensible. L'argile de St-Barnabé contient 2,6 fois plus de cations échangeables que sa capacité d'échange. Par contre, l'argile d'Olga a un contenu de cations échangeables ne correspondant qu'à 63% de la capacité d'échange de cette argile.

A.3 PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

La perte en poids normalisée, P_N , qui est le rapport de la perte en poids sec au poids initial sec de l'échantillon, est présentée en fonction du temps d'immersion à la figure A.1. La perte en poids est inférieure à 2% du poids initial après 10 000 minutes d'immersion. La désagré-gation ne se produit qu'à la surface fraîchement remaniée. Elle est plus importante pour l'argile de St-Barnabé. Lors de la taille de cet échantillon, l'on pouvait remarquer que l'aspect rugueux de l'échantillon imposait un fort remanie-ment superficiel. Cette argile est d'ailleurs plus sensible que celle d'Olga.

Nous n'avons pas observé d'autres formes de désagré-gation et de changements majeurs telles que de la dispersion, de la fissuration et du gonflement. Après environ 6000 mi-nutes d'immersion le processus de désagré-gation est considé-ré terminé pour l'argile de St-Barnabé mais progresse encore, de façon moins prononcée, pour l'argile d'Olga.

La teneur en eau des échantillons immergés n'a pas variée de façon significative. La résistance au cisaillement à l'état intact et remaniée a été déterminée, au cône sué-dois, sur les deux (2) échantillons après l'immersion (tableau A.3). La résistance au cisaillement à l'état remanié a été mesurée sur une faible quantité d'argile et le contenant uti-lisé a imposé un patron de cisaillement qui a eu pour effet de surestimer cette valeur. De ce fait la sensibilité réelle

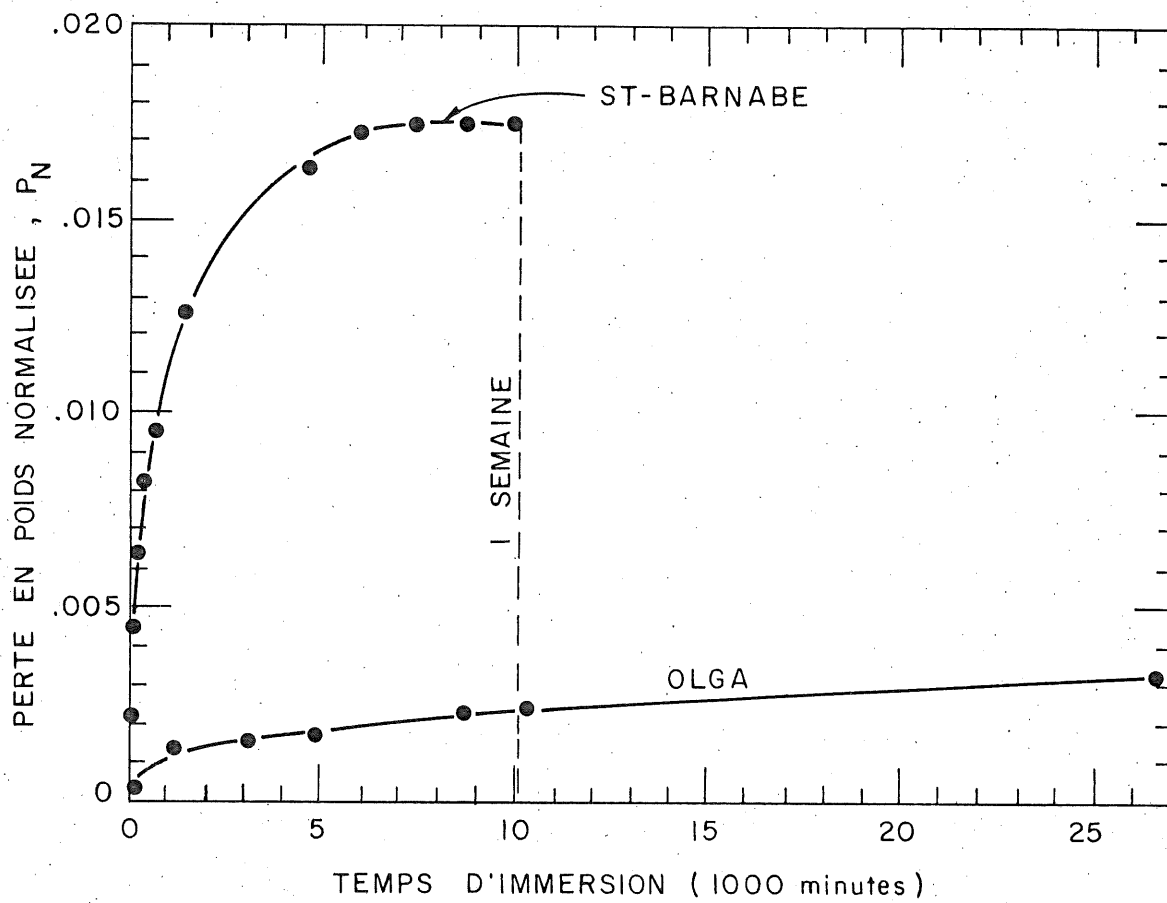


FIGURE A.1 _PERTE EN POIDS NORMALISEE EN
FONCTION DU TEMPS D'IMMERSION.

est supérieure à celle présentée au tableau A.3

SITE	Su^*	Su_r^*	S_t
OLGA	15	.7	19
ST-BARNABE	90	.2	450

* en kPa, selon le cône suédois

Tableau A.3 Résistance au cisaillement après l'immersion.

On note une diminution de la résistance au cisaillement après l'immersion. Cette diminution est beaucoup plus accentuée pour la résistance au cisaillement à l'état remanié, ce qui résulte en une augmentation considérable de la sensibilité. Ce phénomène est beaucoup plus apparent pour l'argile de St-Barnabé. L'immersion a provoqué une migration des sels à l'extérieur des échantillons, ce qui a changé les propriétés des argiles particulièrement pour l'argile de St-Barnabé où le complexe d'échange en cations était sursaturé. Même si le complexe d'échange en cations de l'argile d'Olga n'était pas saturé, il y a eu migration des sels à l'extérieur de l'échantillon mais de façon qui semble beaucoup moins prononcée.

A.4 CONCLUSIONS

La désagrégation d'une argile intacte, structurée et saturée, immergée dans l'eau distillée est négligeable.

Elle ne se produit qu'à la surface remaniée de l'échantillon. Ce processus semble terminé, ou très avancé, après environ une semaine d'immersion. Les argiles structurées du Québec ne gonflent pas et ne fissurent pas de façon perceptible lorsqu'elles sont immergées.

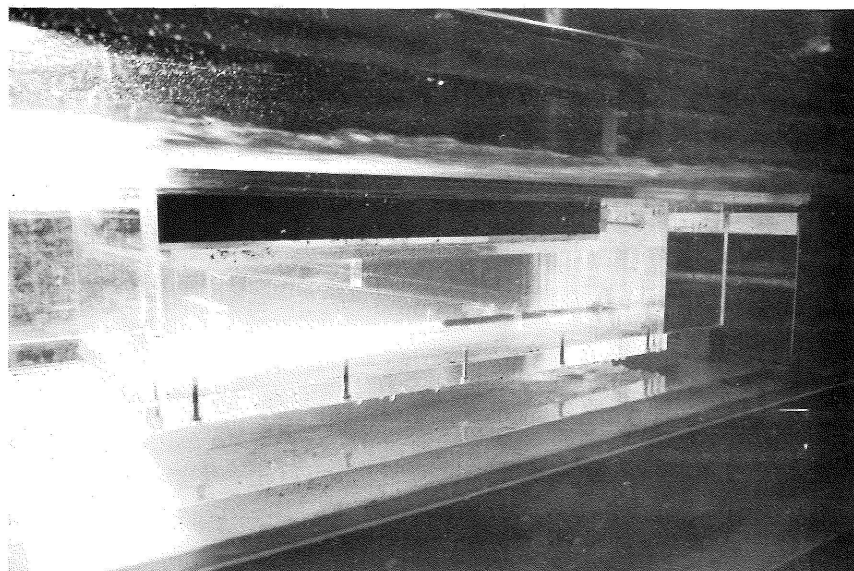
L'immersion dans une eau distillée a un effet particulier sur certaines propriétés géotechniques. La résistance au cisaillement diminue de façon perceptible. La diminution de la résistance au cisaillement à l'état remanié est plus considérable et il en résulte une augmentation de la sensibilité de l'argile. Ce phénomène serait plus apparent pour une argile où la concentration en sels dans l'échantillon est telle que le complexe d'échange en cations de l'argile considérée est sursaturé.

La principale remarque de ces deux (2) essais est l'effet marqué de l'immersion dans une eau distillée sur les propriétés géotechniques d'une argile intacte saturée. Des essais d'immersion avec des argiles intactes non saturées nous permettraient certainement d'observer une désagrégation plus prononcée de ces argiles. De même des essais cycliques de séchage et d'immersion contrôlés seraient susceptibles de donner des résultats intéressants. Un traitement semblable leur est fait dans la nature. Nous avons peu de connaissance sur la désagrégation par immersion de nos argiles dans un état non saturé.

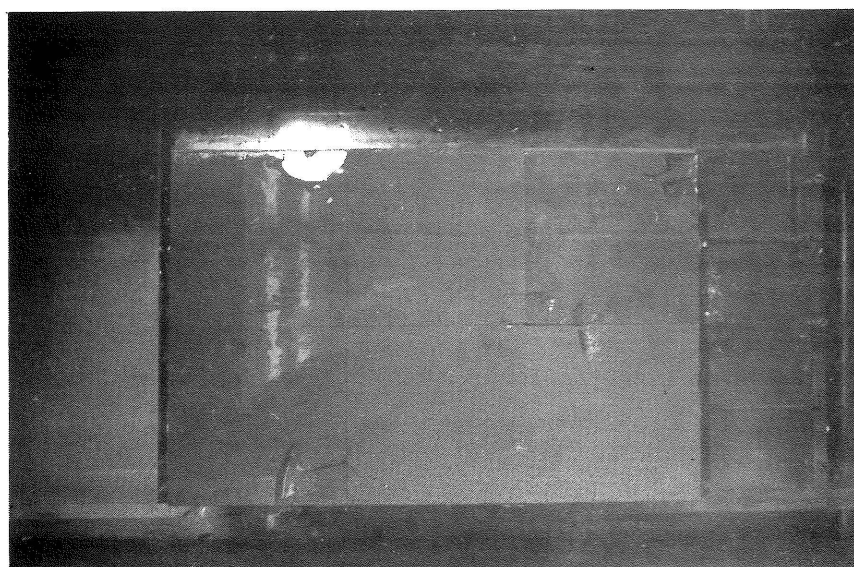
APPENDICE B

DOCUMENT PHOTOGRAPHIQUE

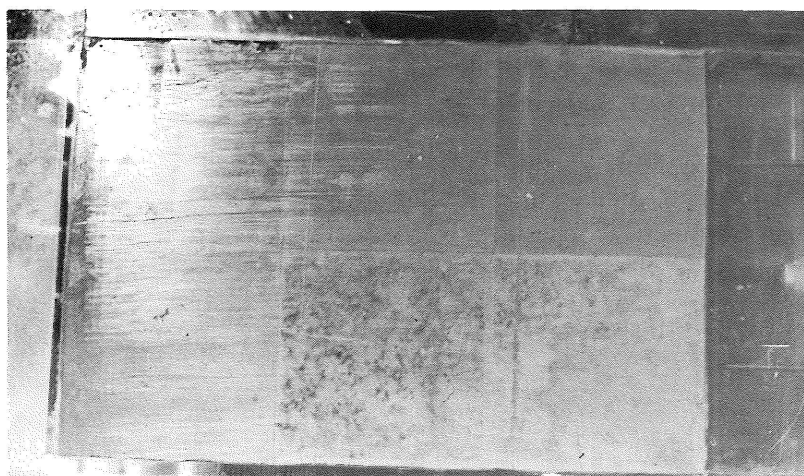
Note: Les photographies de ce document sont présentées de manière à ce que la direction de l'écoulement soit de la gauche vers la droite du lecteur.



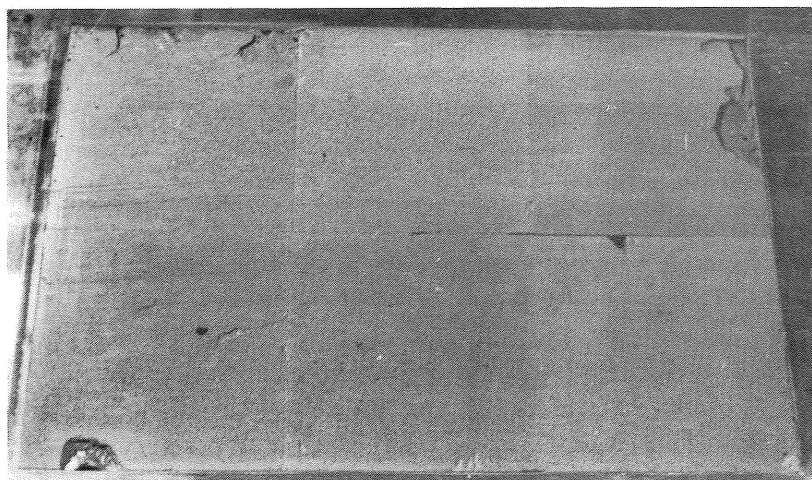
1. Dispositif d'installation de l'échantillon



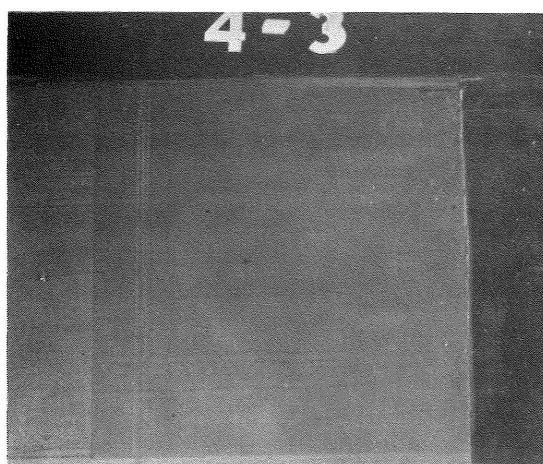
2. Essai 1. Vue d'ensemble à la fin de l'essai



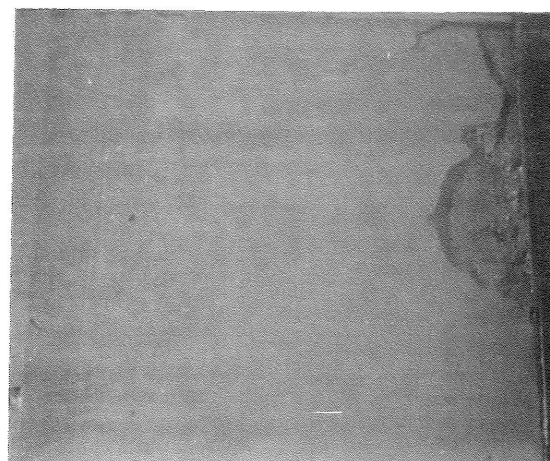
3. Essai 2. Vue d'ensemble au début de l'essai



4. Essai 2. Vue d'ensemble après 2 heures d'écoulement

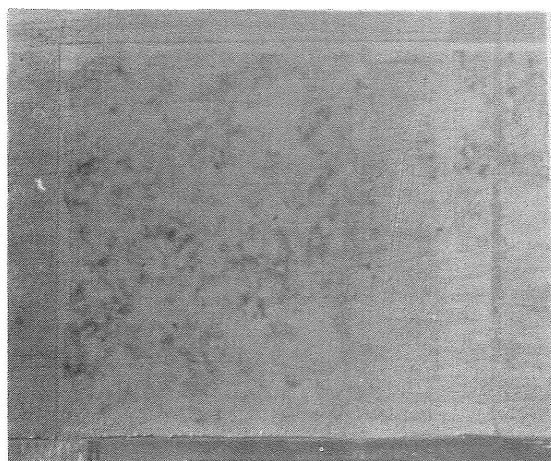


a.

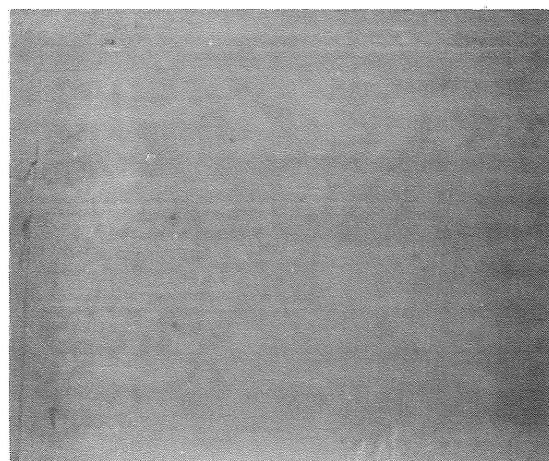


b.

5. Essai 2. Détail du carré aval gauche
 a) au début de l'essai
 b) après 2 heures d'écoulement

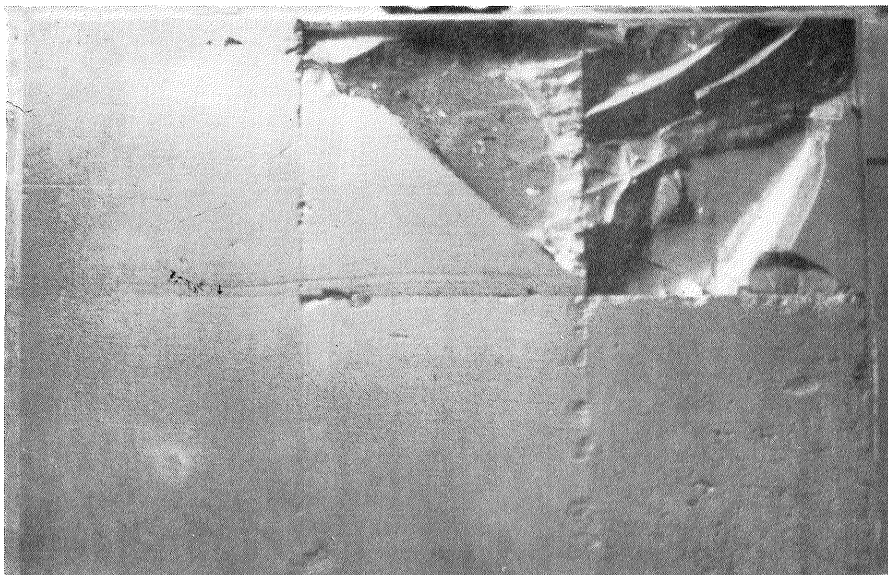


a.

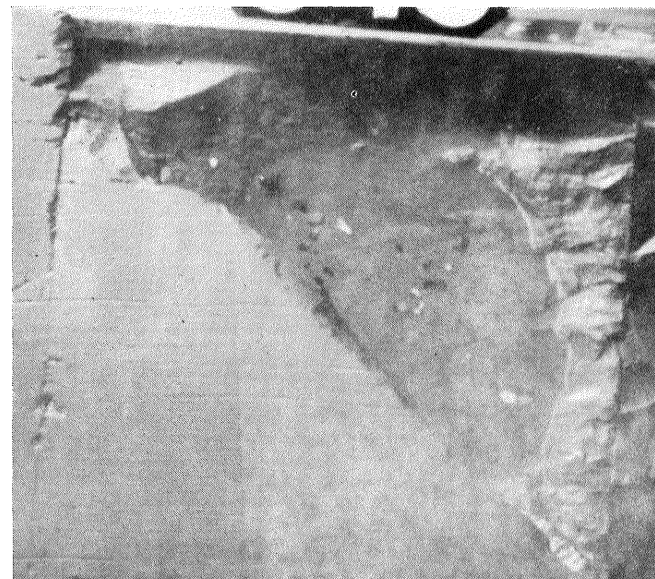


b.

6. Essai 2. Détail du carré centre droit
 a) au début de l'essai
 b) après 2 heures d'écoulement

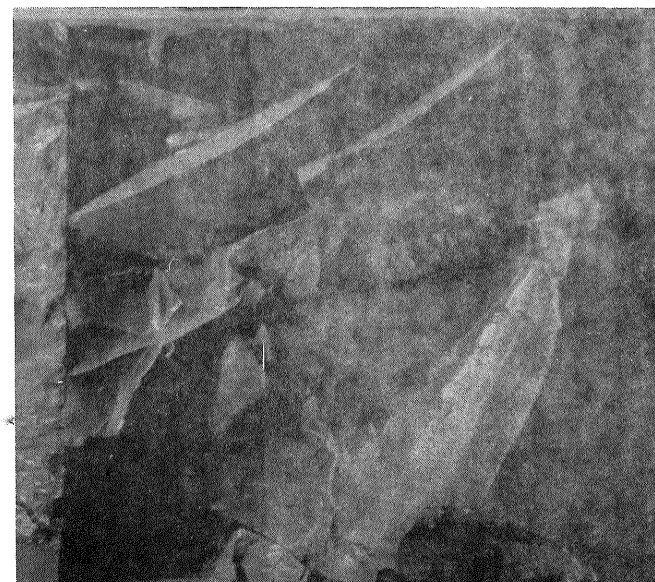


7a.

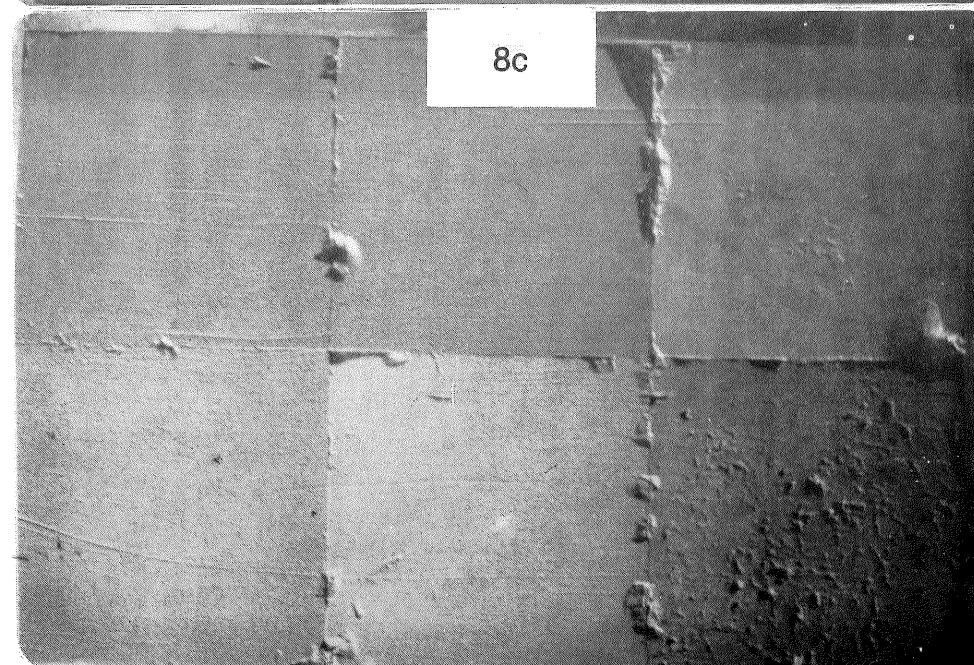
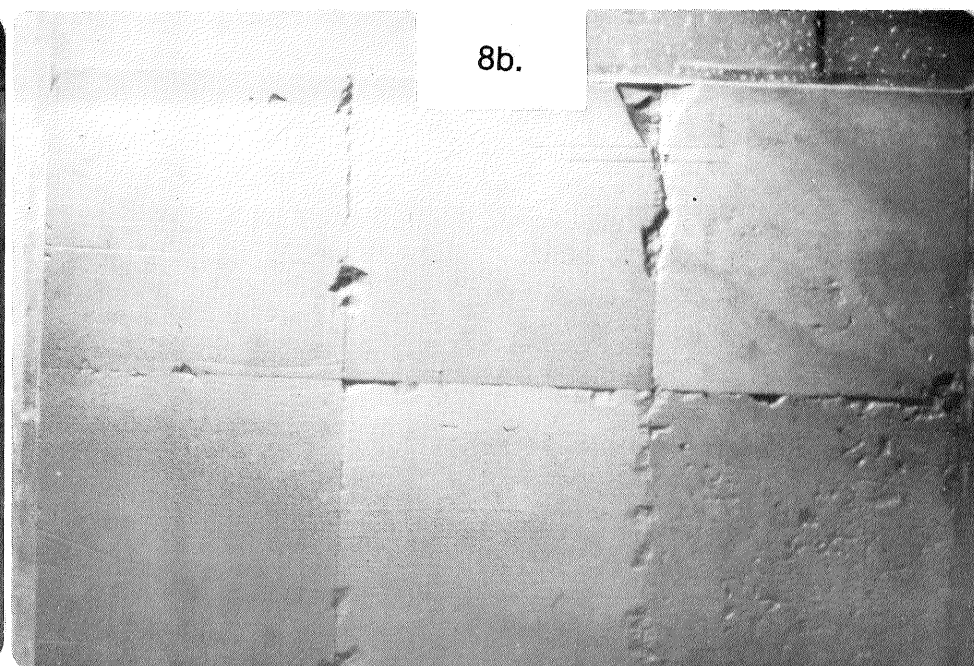
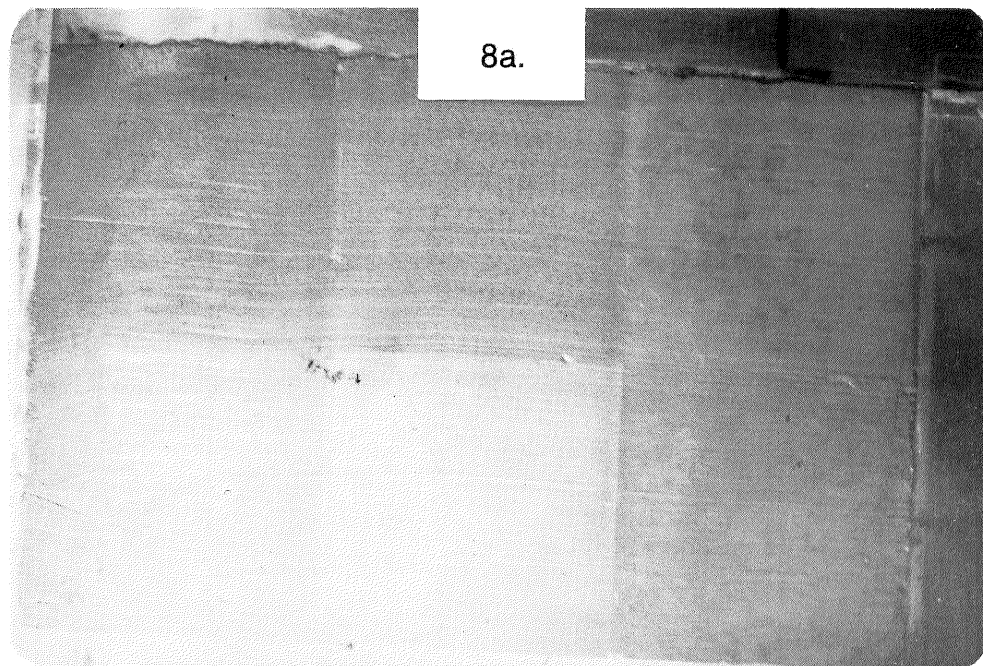


7b.

7. Essai 3. Après 44 minutes d'écoulement
- a) vue d'ensemble
 - b) détail du carré centre gauche
 - c) détail du carré aval gauche



7c.

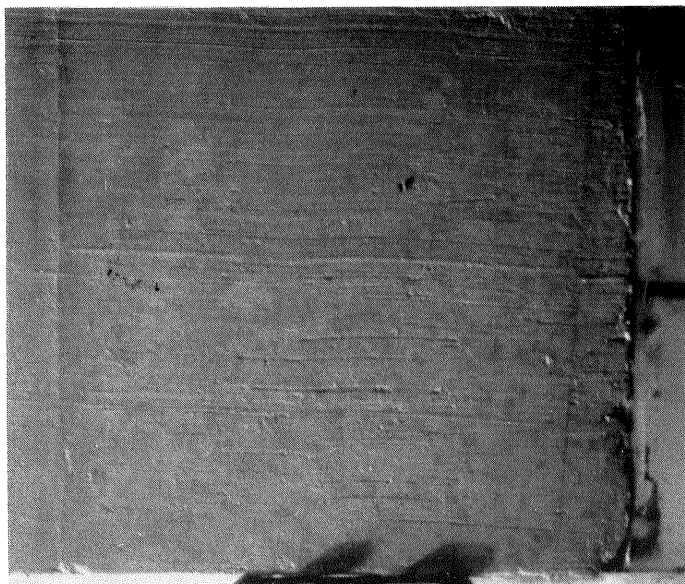


8. Essai 3. Vue d'ensemble

a) au début de l'essai

b) après 2 heures d'écoulement suite à la restauration

c) après 24 heures d'écoulement suite à la restauration



a.



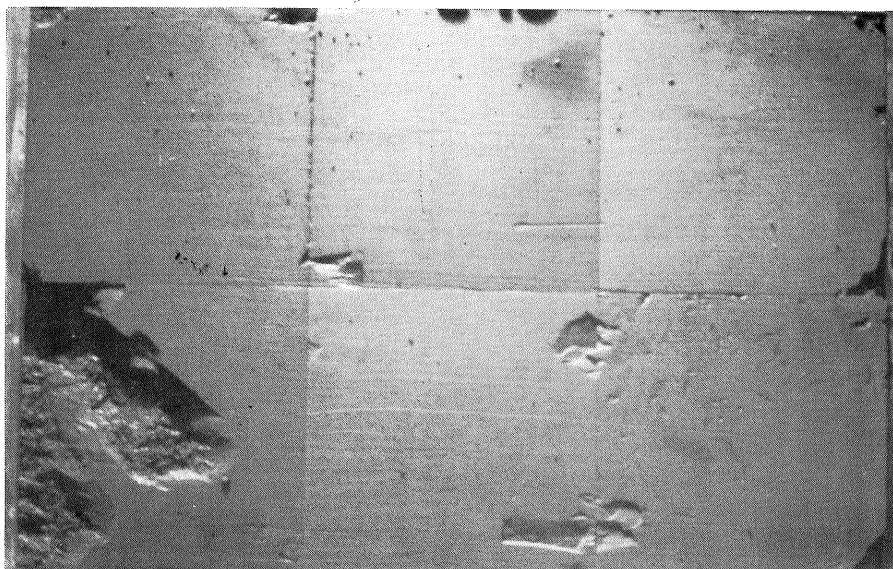
b.



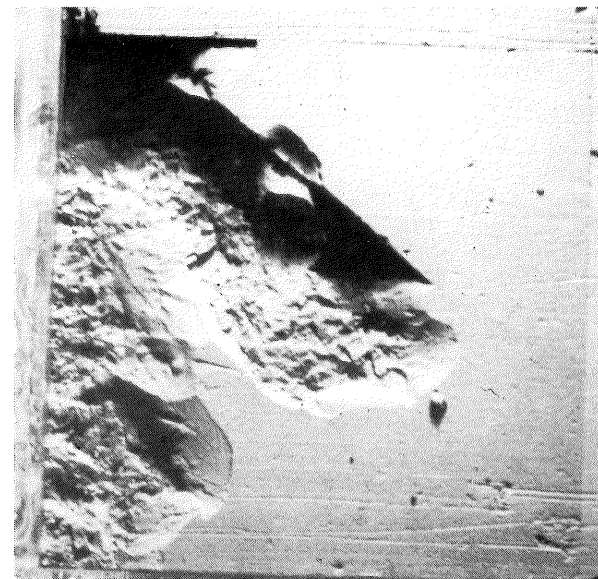
c.

9. Essai 3. Détail du carré aval droit

- a) au début de l'essai
- b) après 2 heures d'écoulement suite à la restauration
- c) après 24 heures d'écoulement suite à la restauration

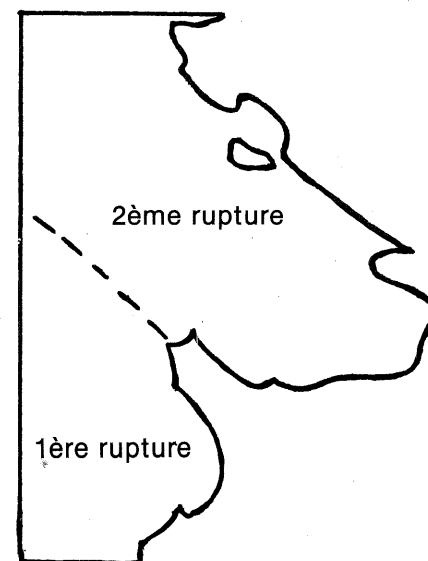


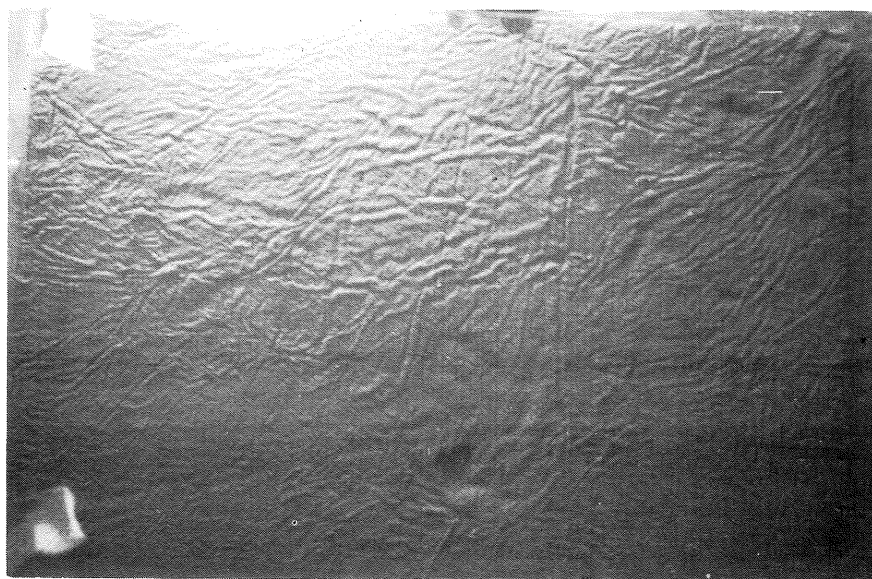
a.



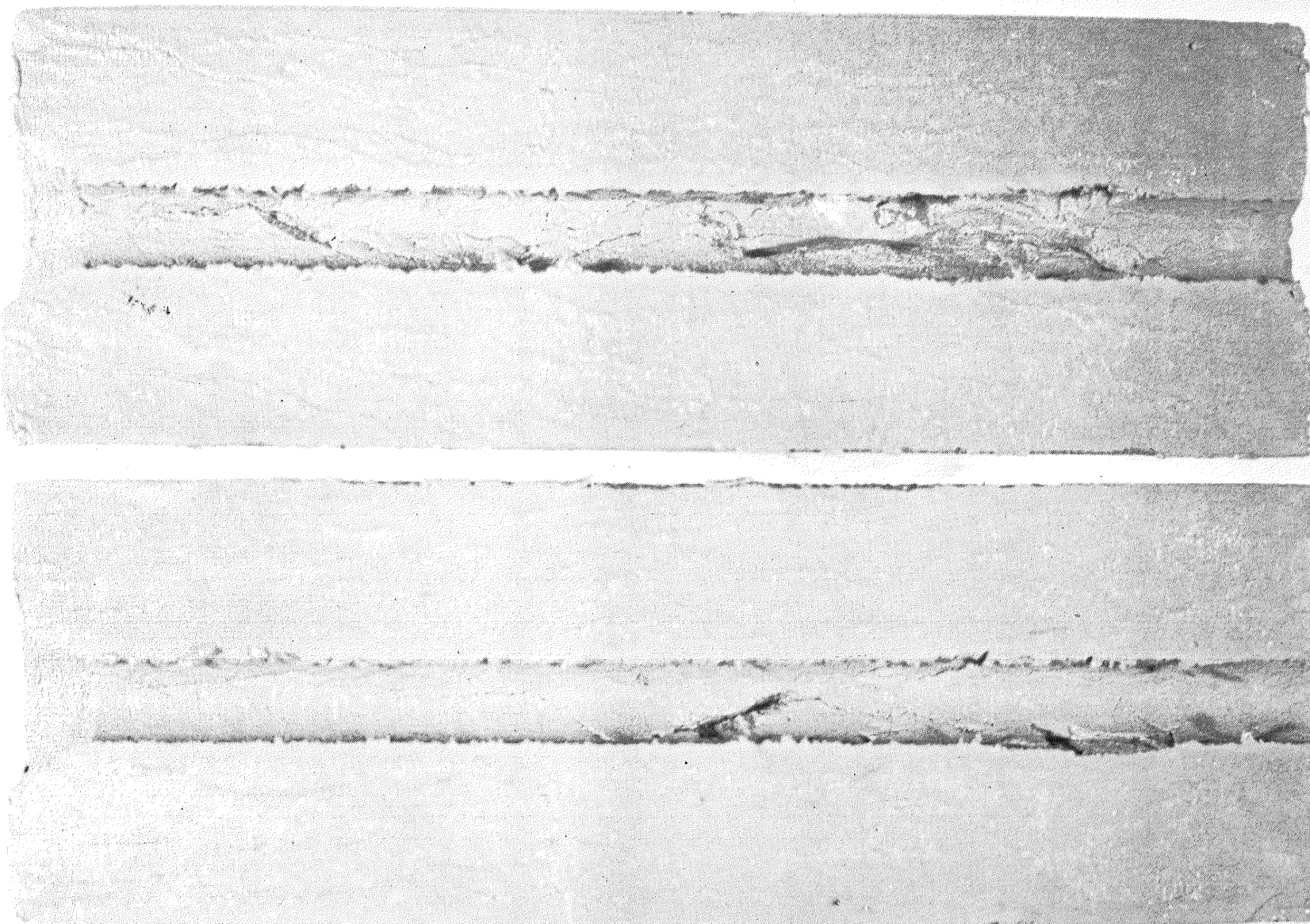
b.

10. Essai 4. Après 12 heures 29 minutes d'écoulement
 a) Vue d'ensemble
 b) Détail du carré amont droit

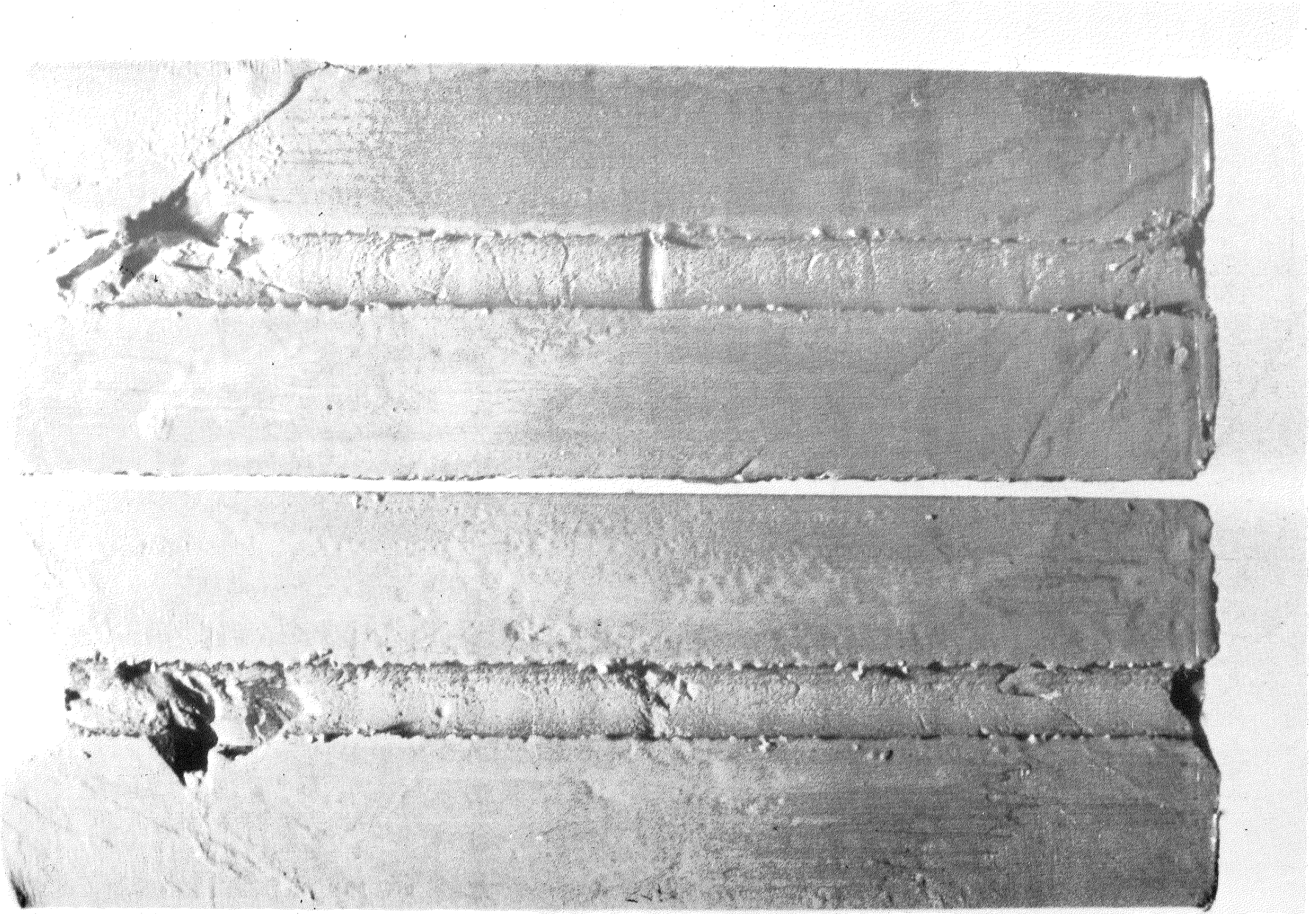




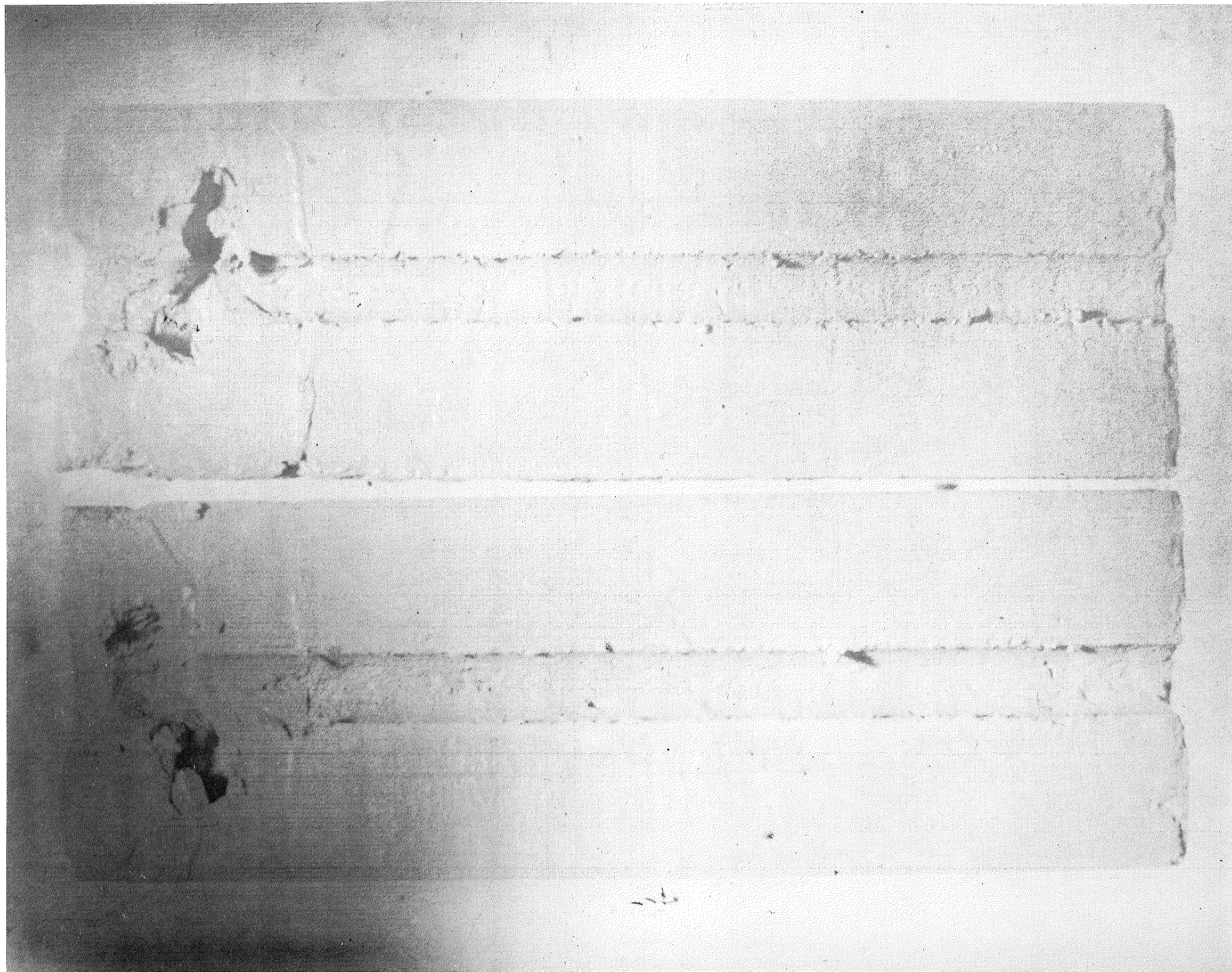
11. Essai 5. Relief créé à la surface de l'argile remaniée



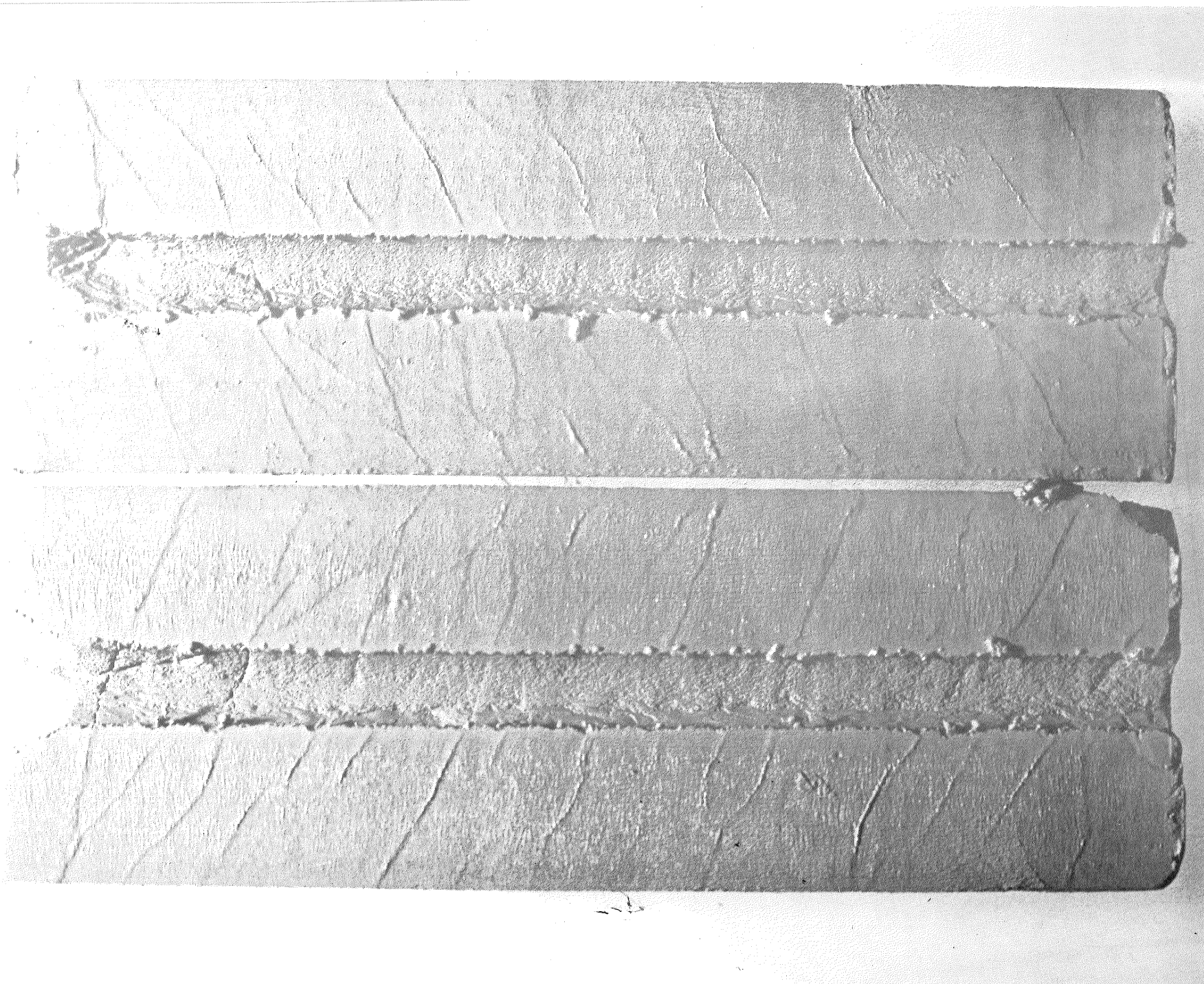
12. Essai BR1. Vue d'ensemble des parois érodées



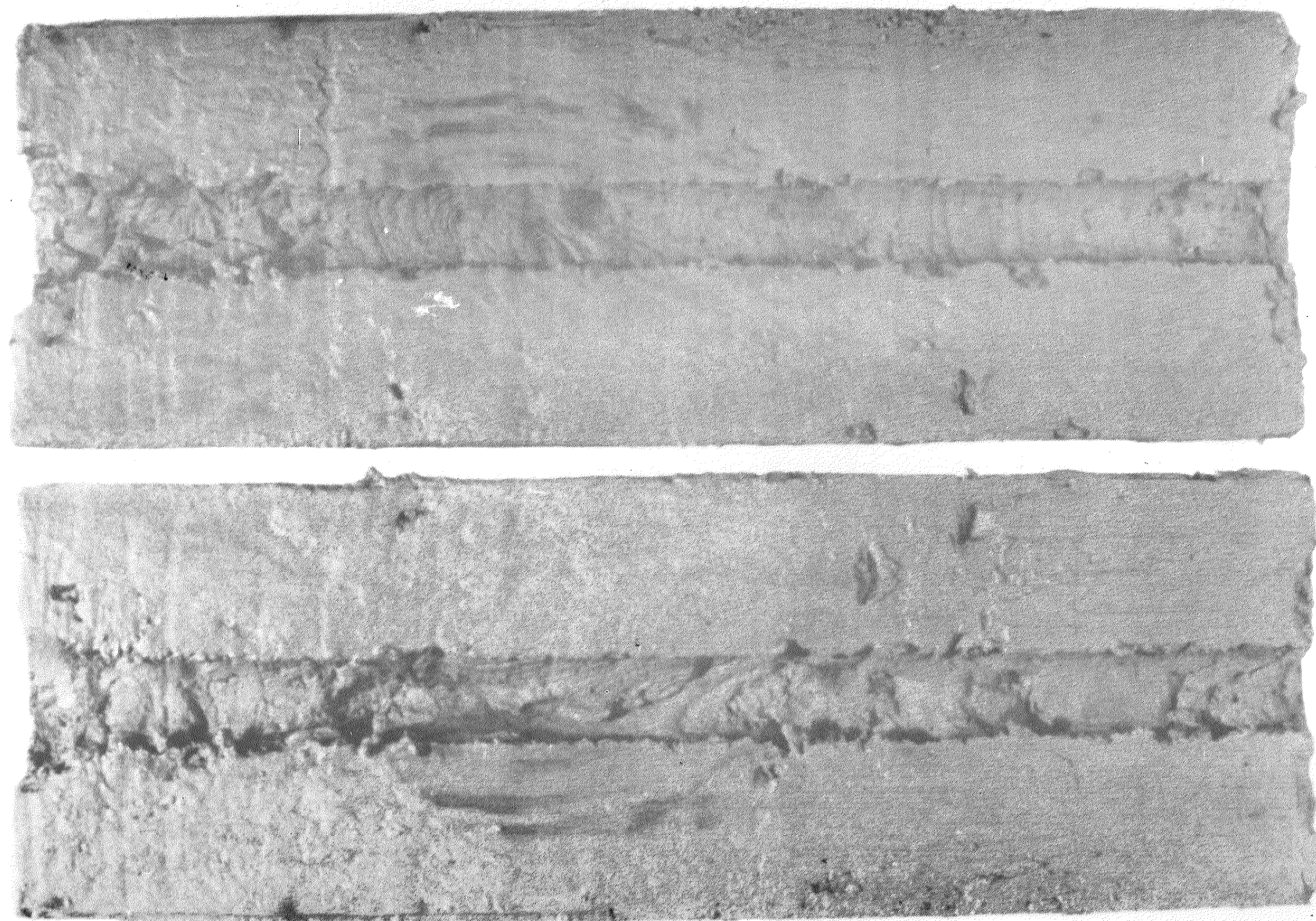
13. Essai BR2. Vue d'ensemble des parois érodées



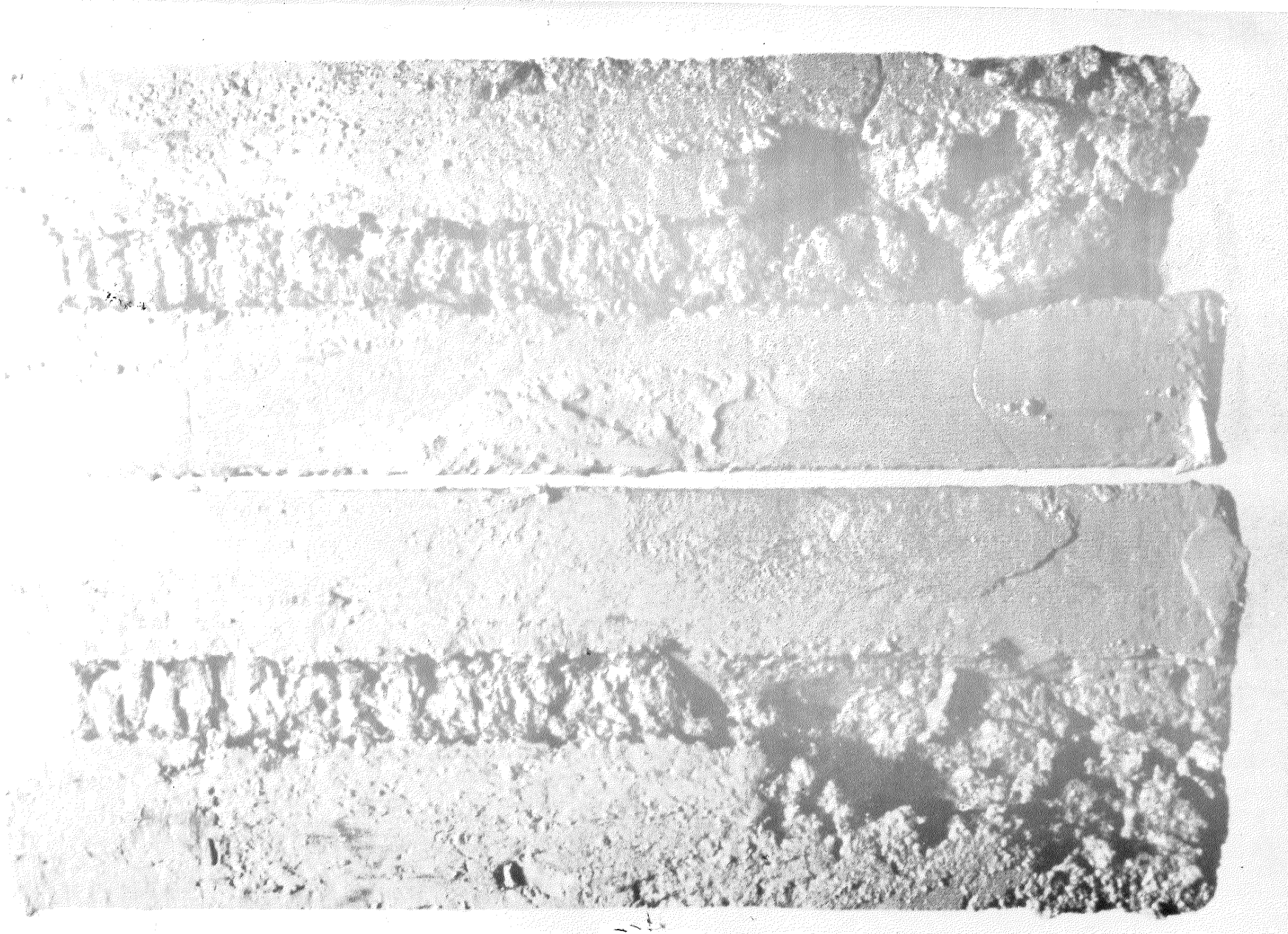
14. Essai BR3. Vue d'ensemble des parois érodées



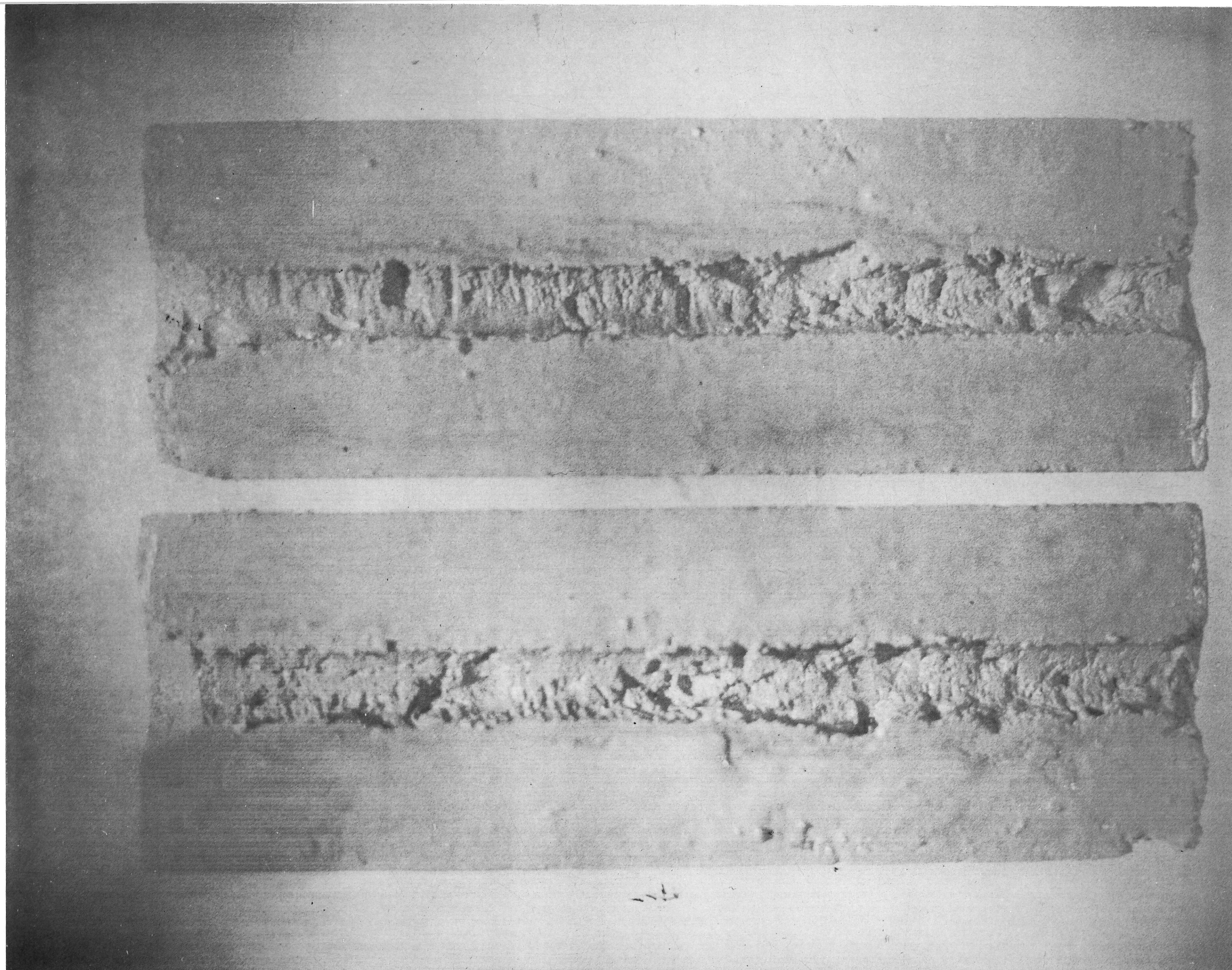
15. Essai BR4. Vue d'ensemble des parois érodées



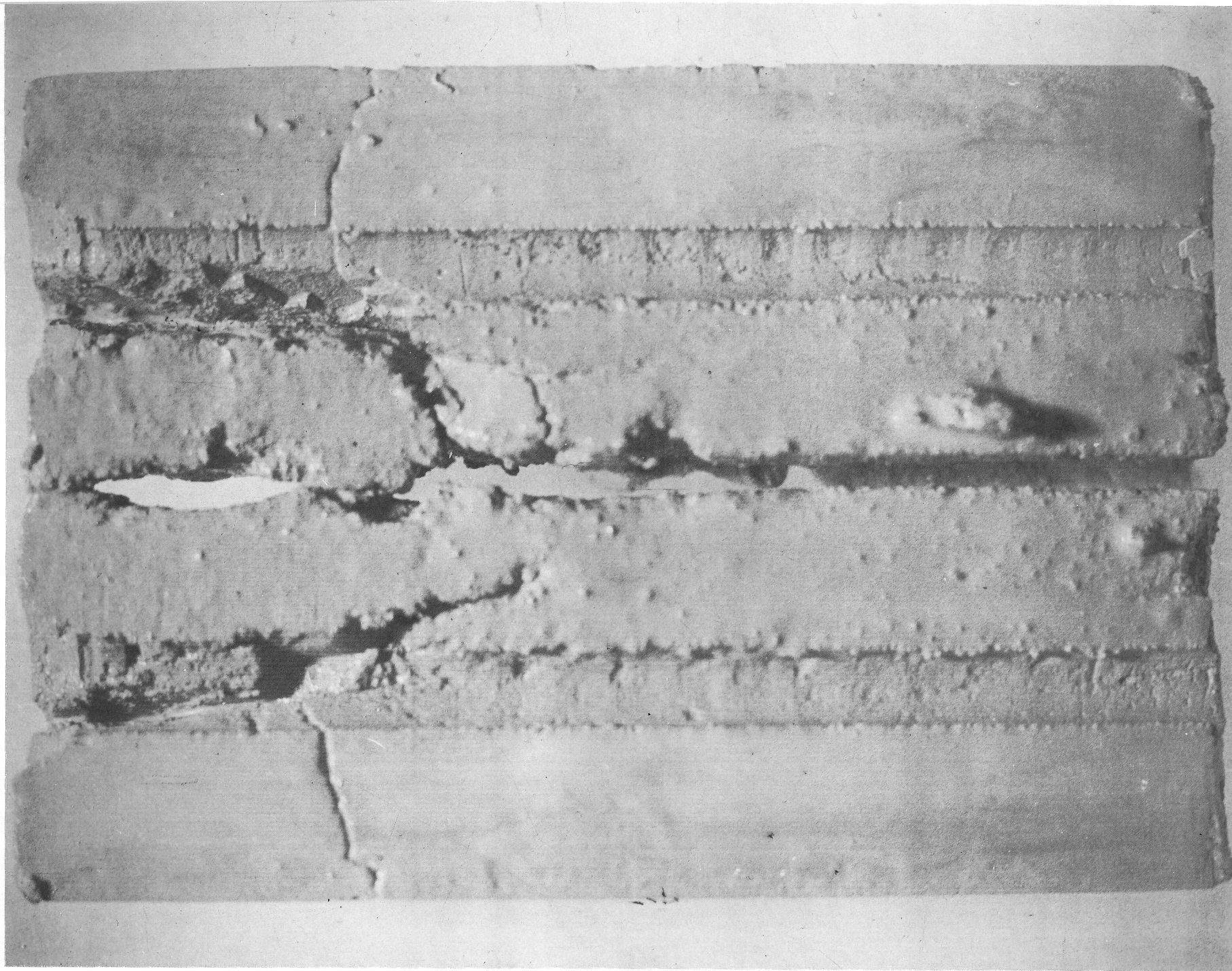
16. Essai GB1. Vue d'ensemble des parois érodées



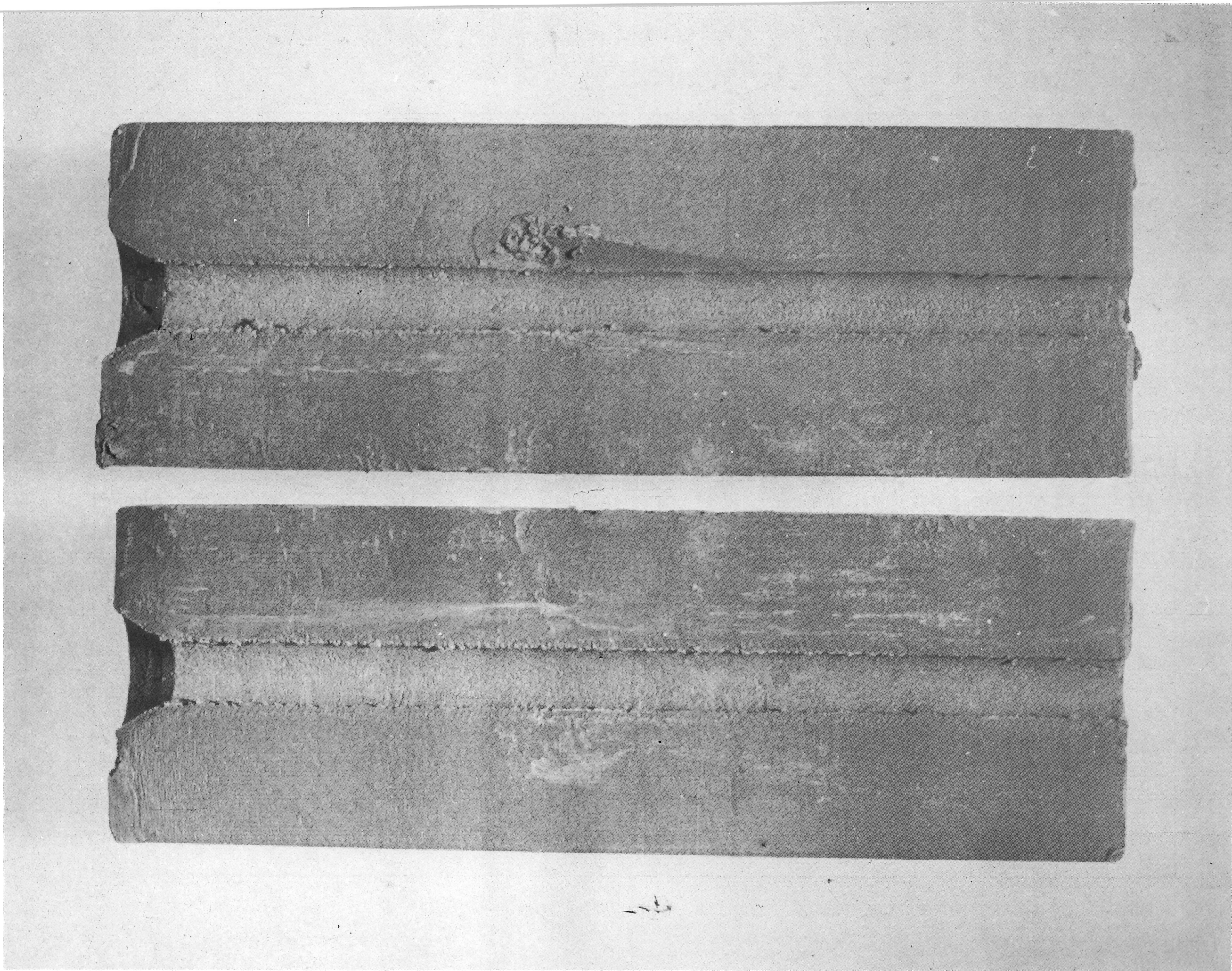
17. Essai GB2. Vue d'ensemble des parois érodées



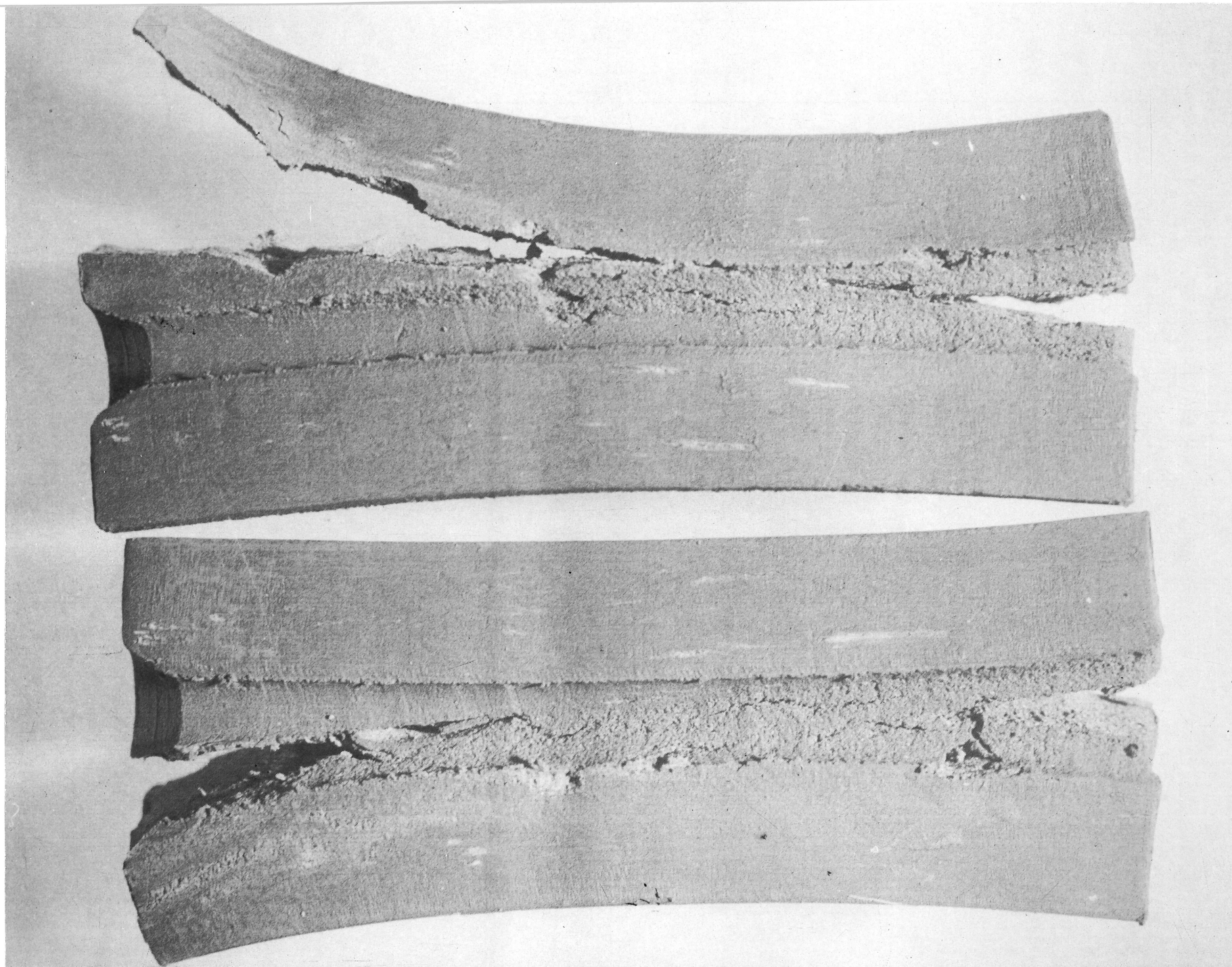
18. Essai GB3. Vue d'ensemble des parois érodées



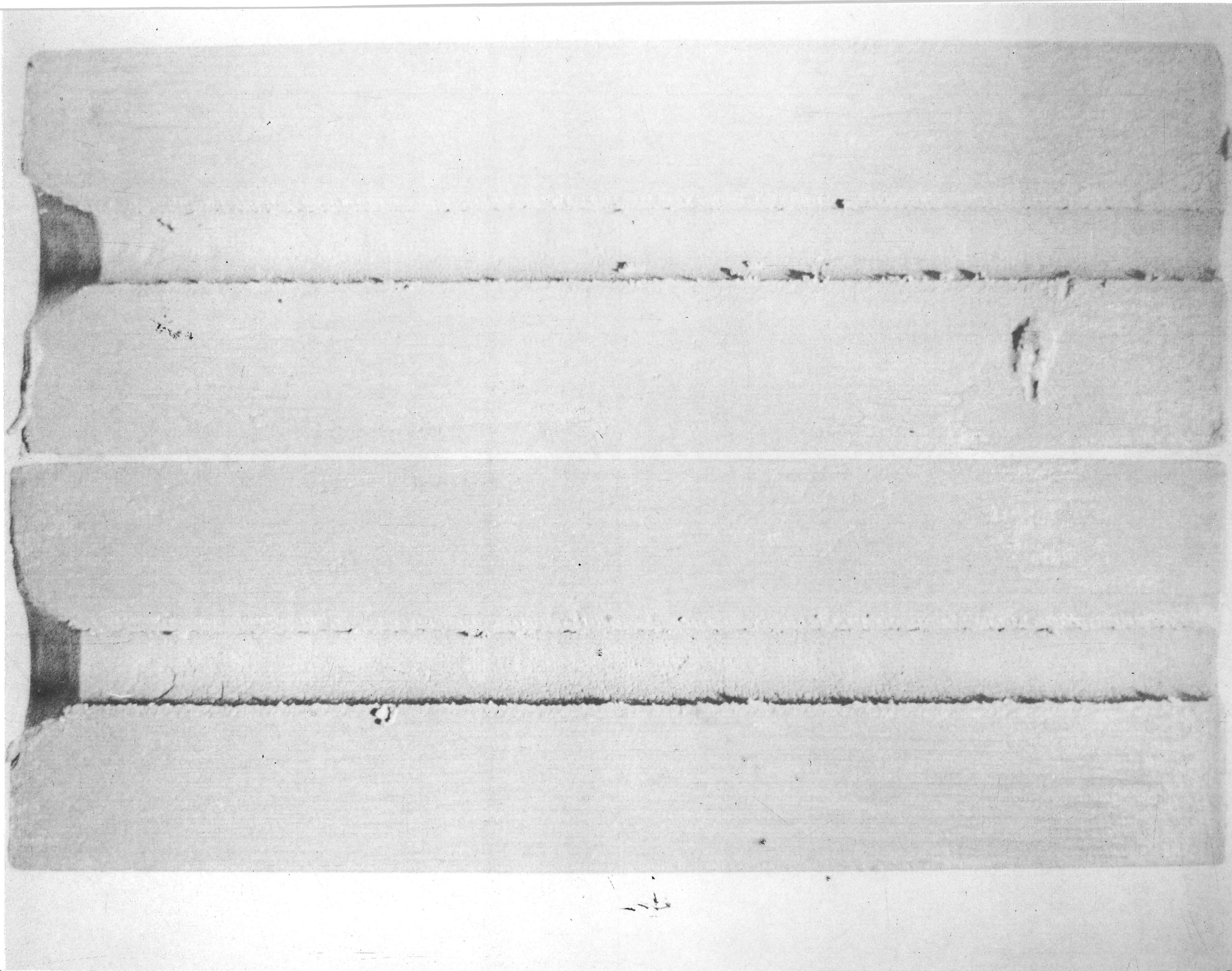
19. Essai GB4. Vue d'ensemble des parois érodées



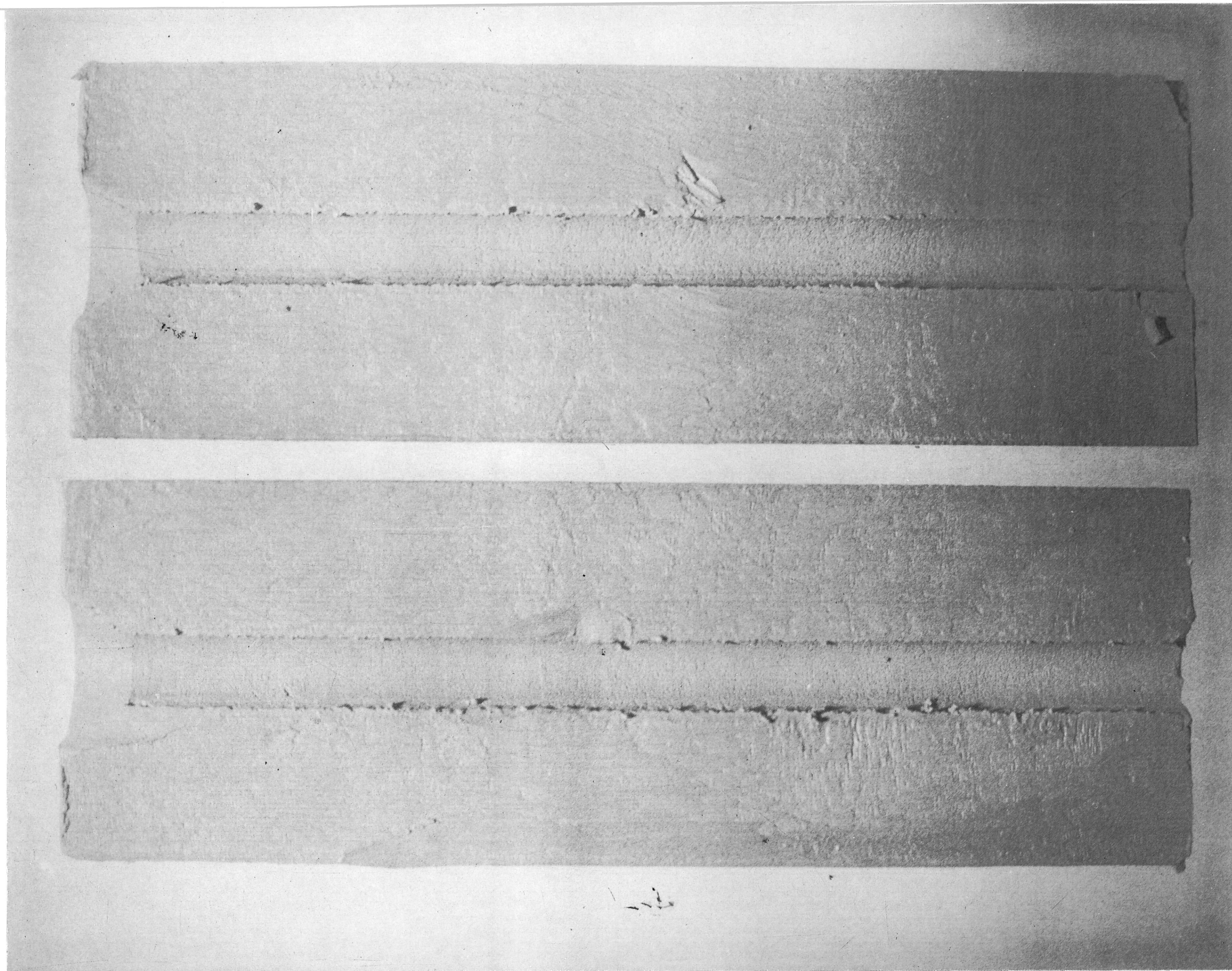
20. Essai STB1. Vue d'ensemble des parois érodées



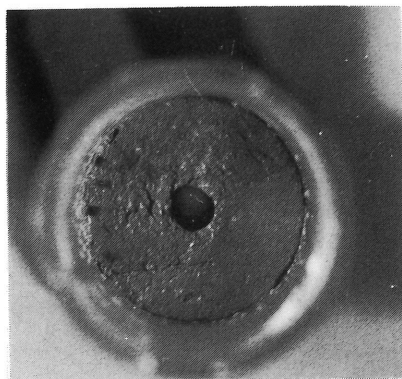
21. Essai STB2. Vue d'ensemble des parois érodées



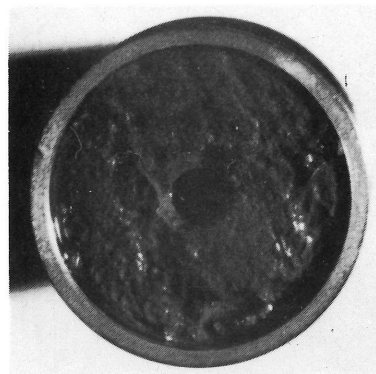
22. Essai STB3. Vue d'ensemble des parois érodées



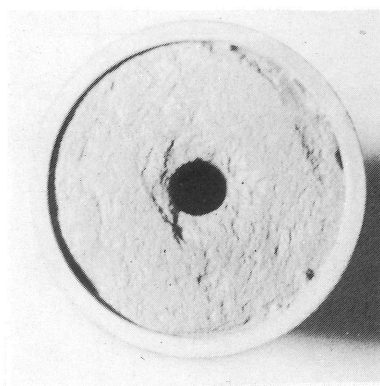
23. Essai STB4. Vue d'ensemble des parois érodées



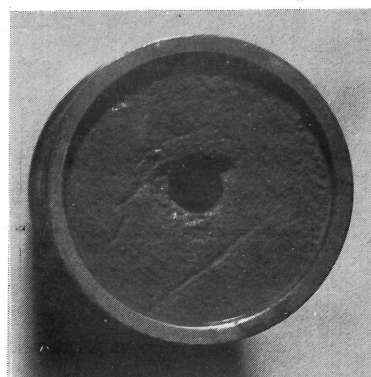
Essai BR1



Essai BR2



Essai BR3



Essai BR4

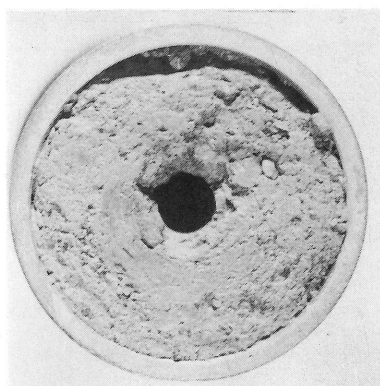
24. Vue Extérieure de l'extrémité aval des forures après l'essai. Argile de Broadback.



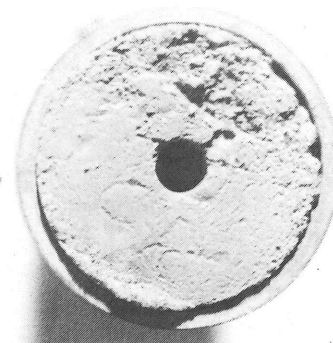
Essai GB1



Essai GB2

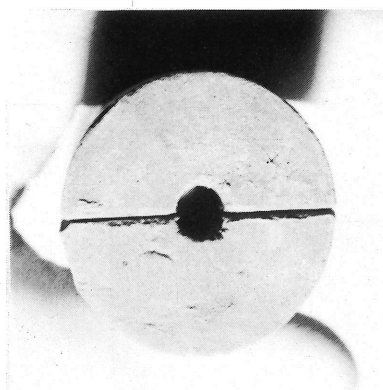


Essai GB3

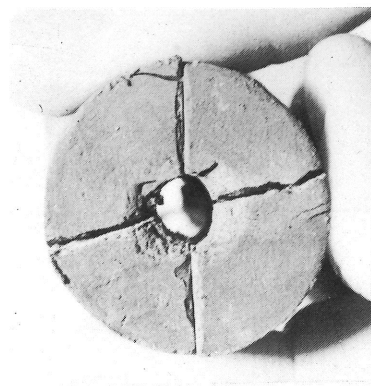


Essai GB4

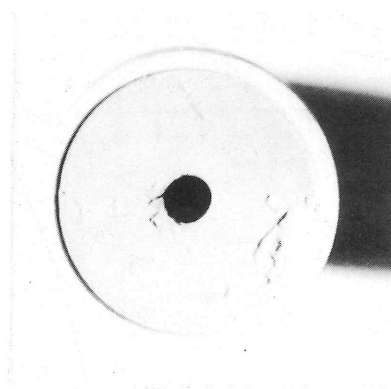
25. Vue extérieure de l'extrémité aval des forures après l'essai. Argile de Grande-Baleine.



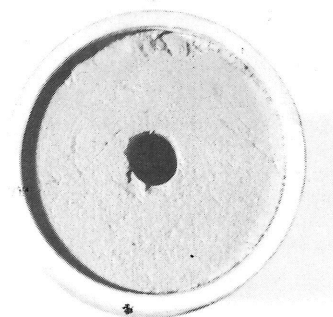
Essai STB1



Essai STB2

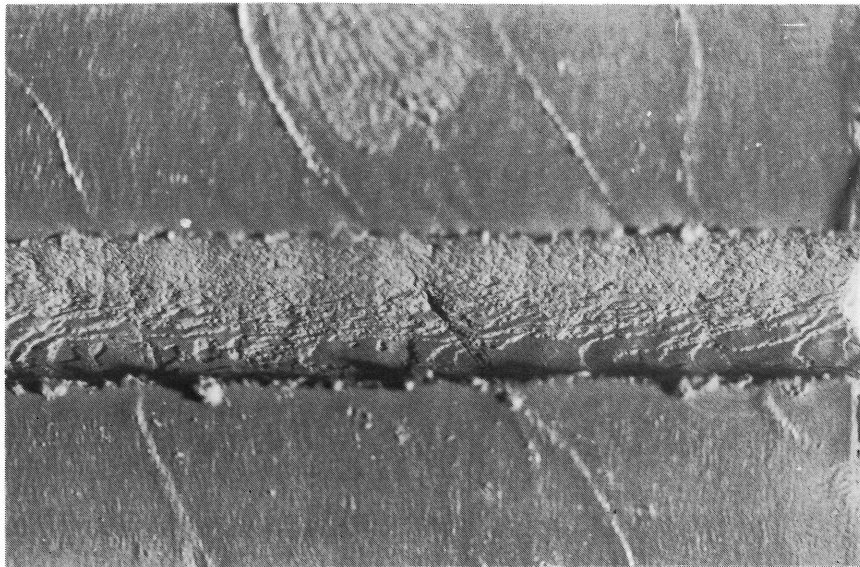


Essai STB3



Essai STB4

26. Vue extérieure de l'extrémité aval des forures après l'essai. Argile de St-Barnabé



27. Essai BR4. Détail des arrachements par feuillets

APPENDICE C

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

A	: aire mouillée
AR _O	: moyenne des arrachements recueillis pour $\tau < \tau_R$
BR	: Broadback
C	: concentration de l'électrolyte dans l'eau interstitielle
Ca	: calcium
C _C	: coefficient de contraction
CEC	: capacité d'échange en cations
Cl	: chlore
D	: diamètre
D%	: pourcentage de la densité maximum à l'essai Proctor
E	: taux d'érosion
F _S	: force hydrodynamique de soulèvement
F _T	: force hydrodynamique de traînée
GB	: Grande-Baleine
H	: pression hydrostatique en hauteur d'eau
I _p	: indice de plasticité
I _ℓ	: indice de liquidité
K	: potassium
L	: longueur
Mg	: magnésium
M _φ	: valeur médiane de la distribution des ϕ
N	: distribution normale
Na	: sodium
ND	: non décelable
P	: périmètre mouillé
Pa	: pascal

P_C	: pourcentage d'argile
P_D	: pression dynamique ou de vitesse
P_{lue}	: pression hydrostatique lue
P_N	: perte en poids normalisée
P_{re}	: pression hydrostatique réelle
Q	: débit
Re	: nombre de Reynolds
Re_C	: nombre de Reynolds à 20°C
R_h	: rayon hydraulique
SAR	: rapport du sodium absorbé
S	: résistance au cisaillement
SD	: sels dissouts
S_e	: pente d'énergie
S_o	: pente du lit d'un cours d'eau ou d'un canal
S_t	: sensibilité
STB	: St-Barnabé
S_u	: résistance au cisaillement à l'état intact, évaluée au cône suédois
S_{u_r}	: résistance au cisaillement à l'état remanié, évaluée au cône suédois
S_v	: résistance au cisaillement évaluée au scissomètre
T	: température absolue
T_D	: taux de dispersion
U_f	: pourcentage des particules plus petites que 0,06 mm
V	: vitesse moyenne
V_s	: vitesse de chute d'une particule
W'	: poids déjaugé

X	: variable
\bar{X}	: valeur moyenne des variables X
Z	: cote de niveau
cm	: centimètre
d	: diamètre d'un grain solide ou d'un blocou cohésif
d_{or}	: diamètre d'un orifice
d_{50}	: diamètre du grain médian d'une distribution granulométrique
e	: indice des vides
f	: facteur de friction
h	: hauteur d'eau
kPa	: kilopascal
k_t	: coefficient de turbulence
k_ϕ	: dissymétrie de la distribution des ϕ
l	: litre
m	: mètre
meq	: milliéquivalent
min	: minute
mm	: millimètre
r	: coefficient de corrélation
t	: température
u	: vitesse ponctuelle
u_*	: vitesse de frottement
v_x	: composante de la fluctuation de vitesse dans le sens de l'écoulement
v_y	: composante de la fluctuation de vitesse normale à l'écoulement

w	: teneur en eau
w_l	: limite liquide
w_p	: limite plastique
w_s	: limite de retrait
z	: distance de la paroi
ΔD	: variation sur le diamètre
ΔH_{for}	: perte de charge dans la forure
ΔH_{int}	: pertes de charge intermédiaires
ΔH_{lue}	: perte de charge lue
ΔH_t	: perte de charge par turbulence
ΔVol	: variation sur le volume
ΔW_s	: sédimentation sèche cumulée
α	: angle
β	: angle
γ_w	: poids volumique de l'eau
γ_{sat}	: poids volumique du sol saturé
δ_l	: épaisseur de la sous-couche laminaire d'un écoule- ment turbulent
ϵ	: hauteur des rugosités
η_d	: viscosité différentielle
γ	: viscosité cinématique
γ_c	: viscosité cinématique à 20°C
ρ_w	: masse volumique de l'eau
σ	: écart-type
σ_ϕ	: écart-type de la distribution des ϕ

- τ : force tractrice moyenne appliquée
- τ_B : contrainte de Bingham
- τ_C : force tractrice moyenne critique
- τ_R : seuil de résistance aux arrachements de masse majeurs
- $(\tau_C)_c$: τ_C nécessaire à initier une érosion de surface
- $(\tau_C)_d$: τ_C nécessaire à initier une érosion de masse
- ϕ : négatif du logarithme dans la base 2 du diamètre d'un grain

BIBLIOGRAPHIE

1. American Society of Civil Engineers, Erosion of Cohesive Sediments, by the Task Committee on Erosion of Cohesive Materials, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulic Division, Vol. 94, #HY4, (July 1968), pp. 1017-1049.
2. American Society of Civil Engineers, Sedimentation Engineering, by the Task Committee for the preparation of the Manual on Sedimentation, Vito A. Vanoci Chairman, New-York, (1975), 745 p.
3. American Society for Testing and Materials, Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623, J.L. Sherard and R.S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, (1977), 486 p.
4. Arulanandan, K., Loganathan, P. and Krone, R.B., Pore and Eroding Fluid Influences on Surface Erosion of Soil, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, #GT1, (January 1975), pp. 51-66.
5. Arulanandan, K., Sargunam, A., Loganathan, P. and Krone, R.B., Application of Chemical and Electrical Parameters to Prediction of Erodibility, Highway Research Board, Special Report 135, Washington, (1973), pp. 42-51.
6. Bagnold, R.A., Bed Load Transport by Natural Rivers, Water Resources Research, Vol. 13, #2, (April 1977), pp. 303-312.
7. Barat, M., Les mesures de pression à l'aide de prises à la paroi, Techniques de mesure dans les écoulements, Eyrolles, Paris, (1973), pp. E7-1-E7-36.
8. Bowles, J.E., Physical and Geotechnical Properties of Soils, McGraw Hill Book Co., New-York, (1979), 478 p.

9. Bryan, R.B., The Development Use an Efficiency of Indices of Soil Erodibility, Geoderma 2, Elsevier Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands, (1968), pp. 5-26.
10. Bureau de Méthodologie du Plan d'Hydro-Energie, URSS, Standards for Permissible Non-Eroding Velocities, Gidrotekhnicheskoye Stroitel'stvo, Obedinennoe Nauchno-Tekhnicheskoe Izdatel'stvo, Moscow, (May 1936), Chapter 3.
11. Camp, T.R., Sedimentation and the Design of Settling Tanks, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. III, (1946), pp. 895-936.
12. Chepil, W.S., Equilibrium of Soil Grains at the Threshold of Movement by Wind, Proceedings, Soil Science, Society of America, Vol. 23, (1959), pp. 422-428.
13. Chow, V.T., Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New-York, (1959), 680 p.
14. Christensen, R.W. and Das, B.M., Hydraulic Erosion of Remolded Cohesive Soils, Highway Research Board, Special, Report No. 135, Washington, D.C., (1974), pp. 8-19.
15. Colebrook, C.F. and White, C.M., Experiments with Fluid Friction in Roughened Pipes, Proceedings, Royal Society, (A), Vol. 161, (1937), pp. 367-381.
16. Comité canadien de pédologie, Manuel de méthodes d'échantillonnage et d'analyse des sols, 2^e édition, Société Canadienne de la Science du sol, C. De Kimpe, Editeur, (1978), 250 p.
17. Das, B.M., Erosion of Compacted Cohesive Soils, Ph.D. Dissertation, University of Wisconsin, (January 1972), 110 p.
18. Dascal, O., Pouliot, G. et Hurtubise, J., Erodibility Tests on a Sensitive, Cemented Marine Clay (Champlain Clay), Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623, J.L. Sherard and R.S. Decker, Eds, American Society for Testing and Materials, (1977), pp. 74-93.

19. Daugherty, R.L. and Franzini, J.B., Fluid Mechanics with Engineering Applications, 7th edition, McGraw-Hill Book Company, New-York, (1977), 564 p.
20. DuBoys, M.P., Le Rhône et les rivières à lit affouillable, Annales des ponts et chaussées, V. 18, (1879).
21. Dunn, I.S., Tractive Resistance of Cohesive Channels, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 185, No. SM3, (June 1959), pp. 1-24.
22. Eden, W.J. and Mitchell, R.J., The Mechanisms of the Landslides in Leda Clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, #3, (August 1970), pp. 285-296.
23. Einsele, G., Overbeck, R., Schwarz, H.U. and Unsöld, G., Mass Physical Properties, Sliding and Erobidility of Experimentally Deposited and Differently Consolidated Clayey Muds, Sedimentology, Vol. 21, (1974), pp. 339-372.
24. Einstein, H.A., Formulas for the Transport of the Bed Load, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, Paper No. 2140, (1942), pp. 561-577.
25. Einstein, H.A., The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows, United States Department of Agriculture, Technical Bulletin No. 1026, (September 1950), pp. 7-8.
26. Einstein, H.A. and El-Samni, E.A., Hydrodynamic Forces on a Rough Wall, Review of Modern Physics, Vol. 21, #3, (July 1949), pp. 520-524.
27. Einstein, H.A. and Li, Huon, The Viscous Sublayer along a Smooth Boundary, Transaction, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, (1958), pp. 293-313.
28. Espey, W.H. Jr., A New Test to Measure the Scour of Cohesive Sediments, Technical Report No. Hyd 01-6301, Hydraulic Engineering Laboratoire, Department of Civil Engineering, University of Texas, Austin, (April 1963).

29. Etcheverry, B.A., Irrigation Practice and Engineering, Vol. 2, McGraw-Hill, New-York, (1915), p. 57.
30. Flaxman, E.M., Channel Stability in Undisturbed Cohesive Soils, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 89, #HY2, (March 1963), pp. 87-96.
31. Fortier, S. and Scobey, F.C., Permissible Canal Velocities, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 89, (1926), pp. 940-956.
32. Foscail-Mella, G., Analyse minéralogique des argiles glaciaires, mémoire M.Sc.A., Ecole Polytechnique, Montréal, Québec, (1976).
33. Garneau, R. and LeBihan, J.P., Estimation of Some Properties of Champlain Clays with the Swedish Fall Cone, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, #4, (November 1977), pp. 571-581.
34. Godin, A. et Leclerc, A., Essais d'érosion sur des échantillons d'argile provenant du site Rupert 1, Rapport final non publié soumis à l'Hydro-Québec par l'Ecole Polytechnique, Montréal, (mars 1971), 49 p.
35. Graf, W.H., Hydraulics of Sediment Transport, McGraw-Hill Book, New-York, (1971), 513 p.
36. Grissinger, E.H., Resistance of Selected Clay Systems to Erosion by Water, Water Resources Research, Vol. 2, No. 1, (1966), pp. 131-138.
37. Grondin, G., Etude de la susceptibilité aux coulées d'argile, Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, (mars 1978), 108 p.
38. Guimont, P. et Laverdière, C., Le lit asséché de la Grande Rivière, GEOS, Ministère de l'Energie, des Mines et des Ressources, Canada, (hiver 1980), pp. 18-20.

39. Heizen, R.T. and Arulanandan, K., Factors Influencing Dispersive Clays and Method of Identification, Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623, J.L. Sherard and R.S. Decker, Eds, American Society for Testing and Materials, (1977), pp. 202-217.
40. Hjulström, F., Studies of the Morphological Activity of Rivers as Illustrated by the River Fyris, Bulletin, Geological Institute of Upsala, Sweden, Vol. 25, (1935).
41. Hjulström, F., Transportation of Detritus by Moving Water, Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Special Publication: Recent Marine Sediments, #4, (1955), pp. 5-31.
42. Kandiah, A., Fundamental Aspects of Surface Erosion of Cohesive Soils, Ph.D. dissertation, University of California, Davis, (1974), 236 p.
43. Kandiah, A. and Arulanandan, K., Hydraulic Erosion of Cohesive Soils, Transportation Research Board, No. 497, (1974), pp. 60-68.
44. Karasev, I.F., The Regime of Eroding Channels in Cohesive Material, Soviet Hydrology, Ame. Geophy. Union, Washington, D.C., No. 6, (1964), pp. 551-579.
45. Kelly, W.E., Gularte, R.C. and Nacci, V.A., Erosion of Cohesive Sediment as Rate Process, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, #GT5, (May 1979), pp. 673-676.
46. Lane, E.W., Design of Stable Channels, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 120, (1955), pp. 1234-1260.
47. Lefebvre, G. et Poulin, C., A New Method of Sampling in Sensitive Clay, Technical Note, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, #1, (février 1979), pp. 226-233.
48. Liou, Y.D., Hydraulic Erodibility of Two Pure Clay Systems, Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, (1970).

49. Locat, J. et Lefebvre, G., Origine des argiles post-glaciaires: état des connaissances, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, rapport présenté à la Société d'Energie de la Baie James (septembre 1979), 165 p.
50. Lyle, W.M. and Smerdon, E.T., Relation of Compaction and Other Soil Properties to Erosion Resistance of Soils, Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, Vol. 8, (1965), pp. 419-422.
51. Masch, F.D. Jr., Espey, W.H. Jr. and Moore, W.L., Measurement of the Shear Resistance of Cohesive Sediments, Agricultural Resources Service, Publication 970, (1963), pp. 151-155.
52. Mirtskulava, Ts. E., La stabilité à l'érosion des sols cohésifs, Journal de Recherches Hydrauliques, Vol. 4, No 1, (1966), pp. 37-50.
53. Mitchell, J.K., Fundamentals of Soil Behaviour, John Wiley and Sons, Inc., New-York, N.Y., (1976), 422 p.
54. Moore, W.L. and Masch, F.D. Jr., Experiments on the Scour Resistance of Cohesive Sediments, Journal of Geophysical Research, Volume 67, No. 4, (April 1962), pp. 1437-1449.
55. Moriwaki, Y. and Mitchell, J.K., The Role of Dispersion in the Slaking of Intact Clay, Dispersive Clay, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623, J.L. Sherard and R.S. Decker, Eds., American Society for Testing and Materials, (1977), pp. 287-302.
56. Paaswell, R.E., Causes and Mechanisms of Cohesive Soil Erosion: the State of the Art, Highway Research Board, Special Report 135, Washington, D.C., (1973), pp. 52-74.
57. Partheniades, E., Erosion of Cohesive Sediments: Discussion, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 95, #HY3, (May 1969), pp. 1078-1084.
58. Partheniades, E., Erosion and Deposition of Cohesive Soils, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 91, #HY1, (January 1965), pp. 105-139.

59. Partheniades, E. and Paaswell, R.E., Erodibility of Channels with Cohesive Boundary, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 96, #HY3, (March 1970), pp. 755-771.
60. Partheniades, E. and Paaswell, R.E., Erosion of Cohesive Soils and Channel Stabilization - Part I: State of Knowledge, Civil Engineering Report No. 19, Department of Civil Engineering, State University of New-York, Buffalo, N.Y., (October 1968).
61. Quigley, R.M., Geology, Mineralogy and Geochemistry of Canadian Soft Clays: a Geotechnical Perspective, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, #2, (May 1980), pp. 261-285.
62. Randkivi, A.J., Loose Boundary Hydraulics, Pergamon Press Ltd., Oxford, (1977), 331 p.
63. Rektorik, R.J. and Smerdon, E.T., Critical Shear Stress in Cohesive Soils from a Rotating Shear Stress Apparatus, Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, (June 1964).
64. Reynolds, O., On the Dynamical Theory of Incompressible Viscous Fluids and the Determination of the Criterion, Phil. Trans. Roy. Soc., A1, Vol. 186, (1895), p. 123.
65. Richards, L.A., Diagnosis and Improvement of Saline and Alkaline Soils, Handbook No. 60, U.S. Department of Agriculture, U.S. Government of Printing Office, Washington, D.C., (1954).
66. Rohan, K., Lefebvre, G. et Douville, S., Mécanismes d'érosion de l'argile intacte/Erosion Mechanisms of Intact Clay, comptes rendus: Conférence canadienne sur le littoral, Burlington, Ontario, (22-24 avril 1980), pp. 200-219.
67. Sangrey, D.A. and Paul, M.J., Aregional Study of Landslide Near Ottawa, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 8, #2, (May 1971), pp. 315-335.
68. Sargunam, A., Riley, P., Arulanandan, M. et Krone, R.B., Physico-Chemical Factors in Erosion of Cohesive Soils, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulic Division, Vol. 99, #HY3, (March 1973), pp. 555-558.

69. Schafer, G.J., Pinhole Test for Dispersive Soil - Suggested Change, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, #GT6, (June 1978), pp. 760-765.
70. Schroeder, K.B., Interim Report on Channel Deterioration Study of Natural and Artificial Drainageways in Republican, Loup and Little Sioux River Areas - Nebraska and Iowa, United States Bureau of Reclamation, Hydrology Branch, Denver, Colorado, (September 1953), 48 p.
71. Sherard, J.L., Decker, R.S. and Ryker, N.L., Piping in Earth Dams of Dispersive Clay, Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, Vol. I, Part I, (June 1972), pp. 589-626.
72. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. and Decker, R.S., Identification and Nature of Dispersive Soils, Proceedings, American Society of Civil Engineer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, #GT4, (April 1976), pp. 287-301.
73. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Decker, R.S. and Steele, E.F., Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, #GT1, (January 1976), pp. 69-85.
74. Silvestri, V., The Long-Term Stability of a Cutting Slope in an Overconsolidated Sensitive Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, #3, (August 1980), pp. 337-351.
75. Simon, D.B. and Sentürk, F., Sediment Transport Technology, Water Ressources Publications, Colorado, (1976), 807 p.
76. Smerdon, E.T., The Tractive Force Theory Applied to the Stability of Open Channels in Cohesive Soils, Ph.D. dissertation, University of Missouri, College of Agriculture, (August 1959), 183 p.
77. Smerdon, E.T. and Beasley, R.P., Critical Tractive Forces in Cohesive Soils, Agricultural Engineering, (January 1961), pp. 26-29.

78. Streeter, V.L. and Wyle, E.B., Fluid Mechanics, 6th Edition, McGraw Hill Book Company, New-York, (1975), 752 p.
79. Thomas, C.W. and Enger, P.F., Use of an Electronic Computer to Analyze Data from Studies of Critical Tractive Forces for Cohesive Soils, International Association for Hydraulic Research, 9th Convention, Belgrade, Yougoslavia, (September 1961), pp. 760-771.
80. Torrance, J.K., Pore Water Extraction and the Effect of Sample Storage on the Pore Water Chemistry of Leda Clay, Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, American Society for Testing and Materials, (1976), pp. 147-157.
81. Van Olphen, H., An Introduction to Clay Colloid Chemistry, 3rd Edition, John Wiley and Sons Inc., New-York, (1966), 301 p.
82. Vennard, J.K. and Street, R.L., Elementary Fluid Mechanics, Fifth Edition, John Wiley and Sons, New-York, (1975), 740 p.
83. Wischmeier, W.H. and Meyer, L.D., Soil Erodibility on Construction Areas, Highway Research Board, Special Report 135, Washington, D.C., (1973), pp. 20-29.
84. Wolman, M.G., Factors Influencing Erosion of a Cohesive River Bank, American Journal of Science, Vol. 257, (March 1959), pp. 204-216.
85. Yong, R.N., Sethi, A.J., Ludwig, H.P. and Jorgensen, M.A., Physical Chemistry of Dispersive Clay Particle Interaction, American Society of Civil Engineers, Convention and Exposition, Chicago, (October 1978), pp. 1-21.
86. Yong, R.N. and Warkentin, B.P., Soil Properties and Behaviour, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, (1975), 449 p.
87. Young, R.N., Seaflume: A Device for In Situ Studies of Threshold Velocity and Erosional Behavior of Undisturbed Marine Muds, Main Geology, V. 23, (1977), pp. M11-M18.

88. Young, R.N. and Southard, J.B., Erosion of Fine-Grained Marine Sediments: Sea-floor and Laboratory Experiments, Geological Society of American Bulletin, V. 89, (May 1978), pp. 663-672.